



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**PERENCANAAN ULANG BENDUNG LAU
BENGAP DAERAH IRIGASI PARIT LOMPATEN
MENGUNAKAN TIPE SARINGAN BAWAH**

ADRIEL OSMOND SURBAKTI
03111240000142

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir Nadjadji Anwar,Msc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**PERENCANAAN ULANG BENDUNG LAU
BENGAP DAERAH IRIGASI PARIT LOMPATEN
MENGUNAKAN TIPE SARINGAN BAWAH**

ADRIEL OSMOND SURBAKTI
03111240000142

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir Nadjadji Anwar,Msc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018



FINAL PROJECT - RC14-1501

**REDESIGN OF LAU BENGAP WEIR IN PARIT
LOMPATEN IRRIGATION AREA USING BOTTOM
RACK TYPE**

ADRIEL OSMOND SURBAKTI
03111240000142

Academic Supervisor :
Prof. Dr. Ir Nadjadji Anwar,Msc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018

**PERENCANAAN ULANG BENDUNG LAU BENGAP
DAERAH IRIGASI PARIT LOMPATEN
MENGUNAKAN TIPE SARINGAN BAWAH**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Reguler Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
ADRIEL OSMOND SURBAKTI
NRP. 03111240000142

Disetujui oleh
Pembimbing Tugas Akhir:



Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, MSc
NIP. 19540113 1980101001

SURABAYA, JULI 2018

PERENCANAAN ULANG BENDUNG LAU BENGAP DAERAH IRIGASI PARIT LOMPATEN MENGGUNAKAN TIPE SARINGAN BAWAH

Nama Mahasiswa : Adriel Osmond Surbakti
NRP : 0311124000142
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi : Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, Msc

Abstrak :

Daerah irigasi Parit lompaten, terletak di Kabupaten Karo, Sumatera Utara. Daerah Irigasi ini memiliki luas 1250 ha. Namun karena keterbatasan suply air ke daerah irigasi tersebut, sehingga menyebabkan daerah tersebut tidak dapat berjalan dengan optimal. Hal tersebut dapat terlihat dari sebagian besar masyarakat beralih dari tanaman padi ke komoditas lain. Lau bengap yang menjadi sumber air daerah irigasi ini, dianggap tidak mampu menyediakan kebutuhan air. Oleh karena itu dalam Tugas akhir ini akan direncanakan bendung dan saluran yang tepat untuk menyelesaikan permasalahan tersebut.

Pengerjaan tugas akhir dimulai dengan pengumpulan data perencanaan, yang didapat dari beberapa instansi terkait, antara lain data hidrologi dan hidrolika didapat dari UPT PSDA Lau Renun – Lau Biang, Provinsi Sumatera Utara.. Data-data tersebut nantinya akan digunakan untuk perencanaan bendung dan rehabilitasi saluran dengan melakukan beberapa analisis, antara lain analisis hidrologi, analisis hidrolika dan stabilitas. Analisis hidrologi untuk mendapatkan debit bulanan dan debit banjir sungai Lau Bengap, analisis hidrolika untuk menentukan dimensi mercu,

intake, kapasitas, dan dimensi pintu serta perhitungan stabilitas bendung agar kokoh terhadap gaya luar.

Berdasarkan perhitungan, diketahui bahwa debit air yang dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan irigasi adalah $1,540 \text{ m}^3/\text{det}$. Besarnya debit rencana adalah $157.208 \text{ m}^3/\text{s}$. Berdasarkan perhitungan didapatkan elevasi muka air banjir berada pada elevasi $+778.052$ dan elevasi mercu adalah 75.25 . Bendung memiliki tipe mercu bulat dengan saringan bawah. Dimensi bendung adalah tinggi $6,45 \text{ m}$, lebar $11,8 \text{ m}$, dan panjang 14 m .

Kata Kunci : Irigasi, Bendung, Saringan Bawah

REDESIGN OF LAU BENGAP WEIR IN PARIT LOMPATEN IRRIGATION AREA USING BOTTOM RACK TYPE

Nama Mahasiswa : Adriel Osmond Surbakti
NRP : 0311124000142
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Konsultasi : Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, Msc

Abstract:

The irrigated area of the Parit Lompaten, located in Karo District, North Sumatra. This Irrigation Area has an area of 1250 ha. However, due to the limited supply of water to the irrigation area, the area can not run optimally. This can be seen from most people switching from rice to other commodities. Lau bengap which became the source of water irrigation area, is considered not able to provide water needs. Therefore, in this final project will plan weir

This final project commenced by collecting of planning data, obtained from several related institutions, such as hydrological and hydraulic data obtained from UPDA PSDA Lau Renun - Lau Biang, North Sumatra Province . These data will be used for the planning of dam and rehabilitation of the channel by conducting several analyzes, including hydrological analysis, hydraulics analysis and stability. Hydrological analysis to obtain the monthly debit and discharge of Lau Bengap river mainstay, hydraulics analysis to determine the dimensions of light, intake, capacity, and dimension of the door and calculation of stability so as to be steady against the outer force.

Based on the calculation, it is known that the water discharge needed to meet the needs of irrigation is 1.540 m³ /

s. The amount of discharge plan is 157.208 m³/s Based on the calculation, the flood water level is at +778.052 and the elevation is 75.25. The bend has a round type of mercu with a bottom rack. The dimension of the weir is 6.45 m high, 11.8 m wide and 14 m long.

Key Words : Irrigation, Weir, Bottom Rack

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan Tuhan Yesus atas segala berkat kasih karunia dan penyertaanNya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul **Perencanaan Ulang Bendung Lau Bengap Daerah Irigasi Parit Lompaten Kabupaten Karo**. Penulis menyadari sepenuhnya bahwa laporan ini tidak akan selesai tanpa bantuan dan dorongan dari berbagai pihak. Pada kesempatan kali ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih atas nasihat dan bimbingan kepada :

1. Prof. Dr. Ir Nadjadji Anwar, MSc selaku dosen konsultasi Proposal Tugas Akhir yang telah memberikan banyak bimbingan dan arahan sehingga Proposal Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik.
2. Prof. Ir Noor Endah Mochtar, Msc. PhD. selaku dosen wali yang sudah memberikan bimbingan dan motivasi selama ini.

Semoga Tugas Akhir ini menjadi awal bagi penulis untuk pengerjaan Tugas Akhir nantinya dan dapat bermanfaat bagi kita semua terutama dalam bidang teknik sipil.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

DAFTAR ISI

JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	v
ABSTRAK	vii
ABSTRACT	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR.....	xvii
DAFTAR TABEL	xix
DAFTAR LAMPIRAN	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Uraian Umum	5
2.2 Analisa Hidrologi.....	5
2.3 Perhitungan Debit Banjir Rencana.....	6
2.3.1 Uraian Umum.....	6
2.3.2 Curah Hujan Daerah	6
2.3.3 Daerah Aliran Sungai.....	6
2.3.4 Analisa Curah Hujan Rencana	7
2.3.5 Analisa Frekuensi.....	8
2.3.6 Curah Hujan Efektif	19

2.3.7 Analisa Debit Banjir Rencana.....	20
2.4 Perhitungan Neraca Air	22
2.4.1 Analisa Kebutuhan Air.....	23
2.4.2 Analisa Debit Andalan	32
2.4.3 Neraca Air.....	32
2.5 Analisa Hidrolis Bendung.....	33
2.5.1 Pemilihan Tipe Bendung.....	33
2.5.2 Analisa Bendung	34
2.5.3 Analisa Bendung	35
2.5.4 Alat Pengukur Debit.....	37
2.5.5 Bangunan Pengambilan.....	38
2.5.6 Lebar Bendung.....	39
2.5.7 Tipe Mercu	42
2.5.8 Tinggi Air Banjir di Hilir	45
2.5.9 Tinggi Air di Mercu	46
2.5.10 Kolam Olak	47
2.5.11 Panjang Lantai Muka	50
2.5.12 Tebal Lantai Kolam Olak.....	51
2.6 Analisa Struktur Bendung	
2.6.1 Analisa Gaya-Gaya Vertikal	53
2.6.2 Gaya – Gaya Horizontal.....	54
2.7 Analisa Stabilitas Bendung	
2.7.1 Terhadap Guling	56
2.7.2 Terhadap Geser	57
2.7.3 Terhadap Retak	57
BAB III METODOLOGI.....	59
3.1 <i>Flowchart</i> Pengerjaan Tugas Akhir	60
3.2 Studi Literatur	60
3.3 Survei Lapangan.....	60
3.4 Pengumpulan Data	60

3.5	Tahap Analisis.....	63
3.5.1	Analisis Hidrologi.....	63
3.5.2	Analisis Hidrolika	63
3.5.3	Analisa Stabilitas	63
3.6	Tahap Kesimpulan.....	64
BAB IV	ANALISA HIDROLOGI.....	65
4.1	Perhitungan Curah Hujan Rata-rata	65
4.1.1	Analisa Curah Hujan Area	65
4.2	Analisa Distribusi Frekuensi	66
4.3	Uji Kecocokan Distribusi	66
4.3.1	Distribusi Pearson III	66
4.4	Perhitungan Curah Hujan Rencana	71
4.5	Perhitungan Distribusi Hujan	72
4.5.1	Perhitungan Rata-rata Hujan.....	72
4.5.2	Perhitungan Tinggi Hujan.....	73
4.5.3	Perhitungan Curah Hujan Rencana ...	74
4.6	Perhitungan Hidrograf.....	75
4.7	Perhitungan Kebutuhan Air.....	81
4.7.1	Evapotranspirasi	81
4.7.2	Penyiapan Lahan	82
4.7.3	Penggunaan Konsumtif	83
4.7.4	Perkolasi dan Infiltrasi	84
4.7.5	Pergantian Lapisan Air.....	85
4.7.6	Hujan Efektif	85
4.7.7	Pola Tanam.....	86
4.7.8	Efisiensi Irigasi.....	86
4.7.9	Kebutuhan Pengambilan	87

BAB V	ANALISA HIDROLIKA	89
5.1	Perencanaan Bendung	89
5.1.1	Penentuan Elevasi Puncak Mercu	90
5.1.2	Penentuan Tipe Mercu Bendung	90
5.1.3	Perencanaan Lebar Bendung	90
5.1.4	Tinggi Muka Air di atas Mercu.....	92
5.1.5	Tinggi Muka Air di Hilir Bendung.....	96
5.1.6	Penentuan Dimensi Mercu Bulat.....	98
5.2	Perencanaan Saringan Bawah	98
5.2.1	Penentuan Panjang Saringan	99
5.2.2	Perhitungan Dimensi Saluran.....	102
5.3	Pembilas Bendung.....	105
5.4	Bangunan Pengambilan.....	106
5.5	Peredam Energi	106
BAB VI	ANALISA STABILITAS	111
6.1	Gaya – gaya yang Bekerja.....	111
6.1.1	Tekanan Uplift.....	112
6.1.2	Daya Dukung Tanah.....	117
6.1.3	Beban Mati	119
6.1.4	Tekanan Hidrostatik.....	120
6.2	Analisa Stabilitas.....	122
6.2.1	Keadaan Normal.....	121
6.2.2	Kondisi Banjir	123
6.2.3	Kondisi Gempa.....	124
BAB VI	PENUTUP	127
7.1	Kesimpulan	127
7.2	Saran.....	127

DAFTAR PUSTAKA	128
LAMPIRAN.....	132

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Daerah Irigasi Parit Lompaten	2
Gambar 2.1	Polygon Thissien.....	8
Gambar 2.2	Skema Bendung	34
Gambar 2.3	Potongan Melintang Dimensi Saluran.....	37
Gambar 2.4	Bangunan Pengambilan.....	39
Gambar 2.5	Sketsa Lebar Bendung.....	40
Gambar 2.6	Bendung Mercu Bulat	42
Gambar 2.7	Tekanan Pada Mercu Bulat Fungsi H_1/r	43
Gambar 2.8	Harga Koefisien C_0	44
Gambar 2.9	Harga Koefisien C_1	44
Gambar 2.10	Harga Koefisien C_2	45
Gambar 2.11	Elevasi Air di Hulu dan Hilir	46
Gambar 2.12	Kolam Olak Tipe Tenggelam.....	48
Gambar 2.13	Kolam Vlugter.....	48
Gambar 3.1	Peta Jaringan Irigasi Parit Lompaten	61
Gambar 3.2	Denah Lokasi Pengerjaan.....	62
Gambar 3.3	Potongan Melintang Sungai	62
Gambar 4.1	Kurva Hidrograf	75
Gambar 4.2	Grafik Unit Hidrograf	78
Gambar 4.3	Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun.....	80
Gambar 5.1	Lebar Efektif Bendung.....	90
Gambar 5.2	Harga Koefisien C_0	92
Gambar 5.3	Harga Koefisien C_1	93
Gambar 5.4	Harga Koefisien C_2	93
Gambar 5.5	Bendung Sarigan Bawah	98
Gambar 5.6	Koefisien Koreksi.....	100
Gambar 5.7	Skema Aliran Diatas Saringan	101
Gambar 5.8	Aliran Bertekanan	104
Gambar 5.12	Kolam Peredam Energi USBR IV.....	109

Gambar 6.1	Titik Sudut Dasar Bendung.....	113
Gambar 6.2	Diagram uplift Kondisi Banjir	114
Gambar 6.3	Diagram uplift Kondisi Normal	116

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Data Penggunaan Lahan	2
Tabel 2.1	Nilai Variabel K Gauss	11
Tabel 2.2	Nilai K Distribusi log Pearson	13
Tabel 2.4	Koefisien Pengaliran.....	20
Tabel 2.5	Perhitungan Neraca Air.....	23
Tabel 2.7	Koefisien Curah Hujan Untuk Padi	28
Tabel 2.8	Koefisien Curah Hujan Rata rata	29
Tabel 2.9	Kebutuhan Air Selama Persiapan Lahan	30
Tabel 3.1	Curah Hujan Maksimal Tahunan	61
Tabel 4.1	Curah Hujan Rata-rata Maksimum Tahunan	65
Tabel 4.2	Perhitungan Uji Parameter Statistik	66
Tabel 4.3	Derajat Kepercayaan.....	68
Tabel 4.4	Perhitungan Uji Distribusi Pearson III.....	69
Tabel 4.5	Uji Kecocokan Smirnov-Kolgorov	70
Tabel 4.7	Periode Ulang	72
Tabel 4.8	Perhitungan R Efektif	74
Tabel 4.14	Debit Periode Ulang 100 Tahun	79
Tabel 4.17	Perhitungan Kebutuhan air	85
Tabel 4.18	Kebutuhan Air Selama Satu Tahun	88
Tabel 5.1	Koefisien Kontraksi Pilar.....	91
Tabel 5.2	Kekasaran Dinding.....	96
Tabel 5.4	Faktor Kemiringan Saringan.....	100
Tabel 6.1	Besar Uplift di setiap Titik Sudut	113
Tabel 6.2	Perhitungan Gaya Vertikal dan momen	115
Tabel 6.3	Besar Uplift di setiap Titik Sudut	113
Tabel 6.8	Gaya dan Momen Total Banjir	123
Tabel 6.9	Gaya dan Momen Total Normal	113
Tabel 6.10	Gaya dan Momen Total Gempa.....	125

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Lampiran 1	Denah Bendung Lau Bengap.....	132
Lampiran 2	Potongan Melintang.....	133
Lampiran 3	Potongan Memanjang.....	134

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Daerah irigasi Parit Lompaten terletak di Kecamatan Juhar dan Kecamatan Tiga Binanga, Kabupaten Karo, Sumatera utara. Jaringan irigasi ini menyediakan air untuk lahan sawah seluas 1250 Ha. Bangunan pengambil air untuk jaringan irigasi tersebut adalah Bendung yang terdapat di sungai Lau Bengap.

Namun jaringan irigasi tersebut tidak berjalan dengan optimal, hal tersebut terlihat dari mayoritas masyarakat yang tidak lagi menanam padi dan beralih ke komoditas lain. Penyebabnya adalah rusaknya Bendung Lau Bengap sehingga kebutuhan air selama musim tanam padi tidak dapat dipenuhi. Salah satu langkah yang telah dilakukan adalah dengan membangun Bendung Lau Penggayon sebagai suplesi, namun hal tersebut masih belum mencukupi kebutuhan air D.I Parit Lompaten. Akibatnya hanya sebagian kecil lahan yang dipakai untuk menanam padi.

Tabel 1.1 Data penggunaan lahan D.I
Parit Lompaten tahun 2016

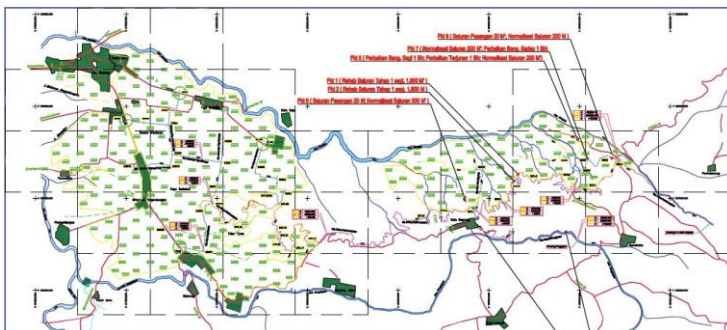
No	Kecamatan	Desa	Luas Lahan (Ha)				Jumlah
			Potensi	Padi/ irigasi	Jagung	Komoditi Lain	
1	Juhar	Sukababo	200	166	262	67	495
		Batu mamak	115	52	483	42	577
2	Tigabinanga	Kuta Gugung	200	98	414	50	562
		kendit kenderaan	400	31	454	33	518
		Kuta Mbelin	155	5	156	20	181
		Simpang					
		Pergendangan	110	41	468	4	
		Pergendangan	80	51	1740	4	1795
		Gunung	100	51	623	3	677
		Kuta Galuh	60	0	187		187
	Jumlah		1420	495	4787	223	5505

(sumber : Dinas Pertanian Kab. Karo)

Kondisi aliran sungai Lau Bengap pada saat musim hujan mempunyai debit yang besar. Besaran debit yang lewat tersebut tidak ada manfaatnya bahkan sering sekali menjadi masalah di sepanjang alur sungai. Sedangkan di saat-saat musim kemarau alur sungai mempunyai debit yang minim. Daerah-daerah sekitarnya kering, pertanian dan perkebunan kekurangan air.

Persoalan diatas dapat diselesaikan dengan mendisain ulang bendung di Lau Bengap serta rehabilitasi saluran di Daerah Irigasi Parit Lompoten. Bendung yang direncanakan adalah berupa bendung tetap. Bendung tetap adalah bangunan yang dipergunakan untuk meninggikan muka air di sungai sampai pada ketinggian yang diperlukan agar air dapat dialirkan ke saluran irigasi dan petak tersier

Lokasi Pekerjaan adalah Daerah Irigasi Parit Lompoten 1250 Ha Kecamatan Juhar dan Kecamatan Tigabinanga Kabupaten Karo Provinsi Sumatera Utara dengan meliputi desa – desa yaitu : Desa Suka Babo, Desa Batu Mamak, Desa Kuta Gugung, Desa Keriahen Desa Kuta Mbelin , Desa Pergendangen Kecamatan Juhar serta Desa Kuta Galuh dan Kendit Kenderan Kecamatan Tigabinanga.



Gambar 1.1 Daerah Irigasi Parit Lompoten

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan penjelasan sebelumnya, pokok-pokok permasalahan yang ingin dibahas dalam tugas akhir ini adalah

1. Berapa debit air yang dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan air Daerah Irigasi tersebut.
2. Berapa debit banjir rancangan dari Sungai Lau bengap
3. Bagaimana perencanaan Bendung untuk daerah irigasi tersebut

1.3 Batasan Masalah

Untuk menghindari lingkup penelitian yang terlalu luas, serta dapat memberikan arah yang lebih baik dan memudahkan dalam penyelesaian masalah sesuai dengan tuntutan yang ingin dicapai, maka dilakukan pembatasan dalam ruang lingkup penelitian yang dikerjakan. Adapun batasan ruang lingkup penelitian ini adalah :

1. Tidak memperhitungkan analisa finansial dari perencanaan bendung dan saluran
2. Tidak merencanakan optimasi pola tanam serta varietas yang akan ditanami di daerah irigasi

1.4 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:

1. Menghitung debit air dibutuhkan untuk kebutuhan pengolahan irigasi.
2. Menghitung debit banjir rencana dari Sungai Lau Bengap
3. Merencanakan bendung untuk menyediakan air sesuai yang dibutuhkan D.I Parit lompaten

4. Merencanakan bendung yang kokoh dan stabil terhadap gaya yang bekerja pada tubuh bendung.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat pekerjaan ini adalah tersedianya data-data perencanaan desain yang dapat digunakan untuk perbaikan dan pembangunan sarana jaringan irigasi sehingga dapat mengembalikan fungsi lahan dan pengembangan lahan baru.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Uraian Umum

Bendung merupakan bangunan air, di mana dalam perencanaan dan pelaksanaannya melibatkan berbagai disiplin ilmu yang mendukung, seperti ilmu hidrologi, hidrolika, irigasi, teknik sungai, pondasi, mekanika tanah, dan ilmu teknik lingkungan untuk menganalisa dampak lingkungan akibat pembangunan bendung tersebut.

Untuk menunjang proses perencanaan bendung maka berbagai teori dan rumus-rumus dari berbagai studi pustaka sangat diperlukan, terutama ketika pengolahan data maupun desain rencana bangunan air.

2.2 Analisa Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (*hydrologic phenomena*), seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah terhadap waktu.

Data hidrologi dianalisa untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Untuk perencanaan bendung analisa hidrologi yang terpenting yaitu dalam menentukan debit banjir rencana dan debit andalan.

Adapun langkah-langkah dalam analisa debit tersebut adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) beserta luasnya.
- b. Menentukan luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada
- d. Menganalisa curah hujan rencana dengan periode ulang T

tahun.

- e. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana di atas pada periode ulang T tahun.
- f. Menghitung debit andalan di mana merupakan debit minimum sungai yang dipergunakan untuk keperluan irigasi.
- g. Menghitung kebutuhan air di sawah yang dibutuhkan untuk tanaman.
- h. Menghitung neraca air yang merupakan perbandingan antara debit air yang tersedia dengan debit air yang dibutuhkan untuk keperluan irigasi.

2.3 Perhitungan Debit Banjir Rencana

2.3.1 Uraian Umum Mengenai Banjir Rencana

Pemilihan banjir rencana untuk bangunan air adalah suatu masalah yang sangat bergantung pada analisa statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air di sungai maupun hujan. Dalam pemilihan suatu teknik analisa penentuan banjir rencana tergantung dari data-data yang tersedia dan macam dari bangunan air yang akan dibangun.

2.3.2 Curah Hujan Daerah

Untuk memperoleh data curah hujan, maka diperlukan alat untuk mengukurnya yaitu penakar hujan dan pencatat hujan. Dalam perencanaan bendung Amohalo ini data curah hujan diperoleh dari stasiun-stasiun sekitar lokasi bendung di mana stasiun hujan tersebut masuk dalam DAS.

2.3.3 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran sungai ditentukan berdasarkan topografi daerah tersebut, di mana daerah aliran sungai adalah daerah yang dibatasi oleh punggung-punggungan bukit di antara dua buah sungai sampai ke sungai yang ditinjau. Pada peta topografi dapat ditentukan cara membuat garis imajiner yang menghubungkan titik yang mempunyai elevasi kontur tertinggi di sebelah kiri dan

kanan sungai yang ditinjau. Untuk menentukan luas daerah aliran sungai dapat digunakan alat planimeter.

2.3.4 Analisa Curah Hujan Rencana

Dalam penentuan curah hujan data dari pencatat atau penakar hanya didapatkan curah hujan di suatu titik tertentu (*point rainfall*). Untuk mendapatkan harga curah hujan areal dapat dihitung dengan beberapa metode :

a. Metode rata-rata Aljabar

Curah hujan didapatkan dengan mengambil rata-rata hitung (*arithmetic mean*) dari penakaran pada penakar hujan areal tersebut.

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \dots + R_n) \dots\dots\dots(2.1)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana:

\bar{R} = curah hujan daerah (mm)
 n = jumlah titik-titik pengamatan
 R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

b. Metode Polygon Thiessen

Cara ini didasarkan atas cara rata-rata timbang, di mana masing-masing stasiun mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun, dengan planimeter maka dapat dihitung luas daerah tiap stasiun. Sebagai kontrol maka jumlah luas total harus sama dengan luas yang telah diketahui terlebih dahulu. Masing-masing luas lalu diambil persentasenya dengan jumlah total = 100%. Kemudian harga ini dikalikan dengan curah hujan daerah di stasiun yang bersangkutan dan setelah dijumlah hasilnya merupakan curah hujan yang dicari.

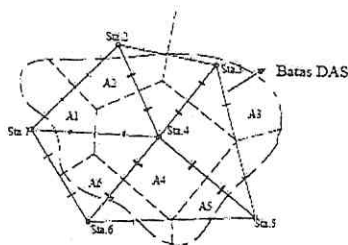
Curah hujan daerah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (2.2)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana :

- \bar{R} = curah hujan daerah
 R = curah hujan di tiap titik pengamatan
 n = jumlah titik-titik pengamatan
 A = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan



Gambar 2.1 *Polygon Thiessen*

2.3.5 Analisa Frekuensi

Dari curah hujan rata-rata dari berbagai stasiun yang ada di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisa secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran data curah hujan yang sesuai dengan pola sebaran data curah hujan rata-rata.

Tujuan analisa frekuensi data hidrologi adalah mengetahui besaran peristiwa-peristiwa ekstrim yang berkaitan dengan frekuensi terjadinya melalui penerapan distribusi kemungkinan. Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui. Dalam hal ini tidak tergantung pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulang terjadi (Suripin, 2004).

Beberapa parameter yang berkaitan dengan analisa data adalah rata-rata, deviasi standar, koefisien variasi, koefisien skewness (kemencengan), dan koefisien kurtosis yang dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots(2.3)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.4)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots(2.5)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)s^3} \dots\dots\dots(2.6)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \dots\dots\dots(2.7)$$

keterangan :

X = data dari sampel

\bar{X} = nilai rata-rata hitung

n = jumlah pengamatan

Sifat - sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga Cs dan Ck yang fleksibel.
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $Cs > 0$.

- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga C_s antara $0 < C_s < 9$.
- Distribusi Normal mempunyai harga $C_s = 0$ dan $C_k = 3$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $C_s = 1,139$ dan $C_k = 5,402$.

2.3.5.1 Pemilihan Jenis Sebaran

Ada berbagai macam distribusi teoretis yang kesemuanya dapat dibagi menjadi dua yaitu distribusi diskrit dan distribusi kontinyu. Yang diskrit adalah binomial dan poisson, sedangkan yang kontinyu adalah Normal, Log Normal, Gama, Beta, Pearson dan Gumbel.

Untuk memilih jenis sebaran, ada beberapa macam distribusi yang sering dipakai yaitu:

a. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X . Parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah sebagai berikut:

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \dots\dots\dots(2.8)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$S \text{ Log } X = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots(2.9)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$CV = \frac{S \text{ Log } X}{\overline{\text{Log } X}} \dots\dots\dots(2.10)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$CS = 3CV + CV^3 \dots\dots\dots(2.11)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$CK = CV^8 + 6CV^6 + 15CV^4 + 16CV^2 + 3 \dots\dots\dots(2.12)$$

Persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah:

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + kS \overline{\text{Log } X} \dots\dots\dots(2.13)$$

dimana :

$\text{Log } X$ = nilai logaritmik variat X yang diharapkan terjadi pada periode ulang atau peluang tertentu.

$\overline{\text{Log } X}$ = rata-rata nilai logaritmik X hasil pengamatan.

$S \overline{\text{Log } X}$ = deviasi standar nilai logaritmik X hasil pengamatan.

k = karakteristik dari Distribusi Log Normal. Nilai k dapat diperoleh dari Tabel 2.1 Nilai Variabel Gauss.

Tabel 2.1 Nilai k Variabel Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,99	-2,33
1,050	0,95	-1,64
1,110	0,9	-1,28
1,250	0,8	-0,84
1,330	0,75	-0,67
1,430	0,7	-0,52
1,670	0,6	-0,25
2,000	0,5	0

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
2.500	0.4	0.25
3.330	0.3	0.52
4.000	0.25	0.67
5.000	0.2	0.84
10.000	0.1	1.28
20.000	0.05	1.64
50.000	0.02	2.05
100.000	0.01	2.33
200.000	0.005	2.58
500.000	0.002	2.88
1.000.000	0.001	3.09

Sumber : (Soewarno, 1995)

b. **Distribusi Log Pearson Tipe III**

Seperti halnya Distribusi Log Normal yang merupakan hasil transformasi Distribusi Normal, Distribusi Log Pearson Tipe III juga merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson Tipe III. Oleh karena itu perhitungan distribusi ini harus dilakukan dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X. Berikut ini adalah parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \dots\dots\dots(2.14)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$S \text{Log } X = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.15)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$CV = \frac{\overline{S \log X}}{\overline{\log X}} \dots\dots\dots(2.16)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$CS = \frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2) \overline{S \log X}^3} \dots\dots\dots(2.17)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$CK = \frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S^4} \dots\dots\dots(2.18)$$

Persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah:

$$\log X = \overline{\log X} + k \overline{S \log X} \dots\dots\dots(2.19)$$

dimana :

$\log X$ = nilai logaritmik variat X pada periode ulang atau peluang tertentu.

$\overline{\log X}$ = rata-rata nilai logaritmik X hasil pengamatan.

$\overline{S \log X}$ = deviasi standar nilai logaritmik X hasil pengamatan.

k = faktor sifat dari Distribusi Log Pearson Tipe III. Nilai k dapat dibaca pada

Tabel 2.2 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III.

Tabel 2.2 Nilai k Distribusi dan Log Pearson Tipe III

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
2.5	-0.36	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.33	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.66	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.24	0.69	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.21	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.18	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.320	0.78	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.79	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.2	0.033	0.85	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.05	0.853	1.450	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.18	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.21	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.24	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.9	0.294	0.788	0.92	0.996	1.023	1.037	1.044
-2	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	1.095
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	1.149
-2.2	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832	0.833
-1.7	0.268	0.808	0.97	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-2.5	0.36	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.74	0.74	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.702	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.39	0.651	0.681	0.683	0.689	0.69	0.69
-3	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	0.667

Sumber : (Soewarno, 1995)

2.3.5.3 Uji Keselarasan Distribusi

Uji keselarasan distribusi ini digunakan pengujian *Chi-kuadrat* yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang dianalisa.

Uji kecocokan *Chi-Kuadrat* mengambil keputusan dengan

menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji *Chi-Kuadrat*. Dalam buku Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Jilid 1 (Soewarno, 1995) disebutkan bahwa parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.20)$$

20)

dimana:

X_h^2 = parameter *Chi-Kuadrat* terhitung

G = jumlah sub grup

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke- i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Prosedur uji *Chi-Kuadrat* adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup. Untuk menentukan banyaknya sub grup dapat dipakai persamaan berikut:

$$G = 1 + 3.322 \log n \dots \dots \dots (2.21)$$

3. Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$.
(nilai $R = 2$ untuk distribusi normal dan binomial, dan $R = 1$ untuk distribusi *Poisson*).
4. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap-tiap sub grup.
5. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
6. Tiap-tiap sub-grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

7. Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk

menentukan nilai *Chi-Kuadrat* hitung X_h^2 .

8. Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $X_h^2 < X^2$.
dimana :

X_h^2 = Parameter *Chi-Kuadrat* terhitung

X^2 = Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi *Chi-Kuadrat* (Uji Satu Sisi) berikut ini.

Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi *Chi-Kuadrat* (Uji Satu Sisi)

dk	α derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.00
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.78
2	0.01	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.387	9.210	10.59
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.83
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.86
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.75
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.55
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.27
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.96
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.58
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.18
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.75
12	3.047	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.30
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.81
14	4.075	4.660	5.692	6.571	23.685	26.119	29.141	31.31
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.80
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.26
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.71
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.15
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.58
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.99
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.40
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.79
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.18
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.55

dk	α derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Sumber : (Soewarno, 1995)

2.3.6 Curan Hujan Efektif (Reff)

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju ke sungai. Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus :

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots\dots\dots(2.22)$$

Dimana:

R_{eff} = curah hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada Tabel 2.4 yang diambil dari buku Bendungan Type Urugan (Suyono Sosrodarsono, 2006) dan disesuaikan dengan kondisi DAS yang bersangkutan.

Tabel 2.4 Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran (C)		
Pegunungan	0.75	-	0.90
Pegunungan tersier	0.70	-	0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50	-	0.75
Dataran pertanian	0.45	-	0.60
Dataran sawah irigasi	0.70	-	0.80
Sungai di pegunungan	0.75	-	0.85
Sungai di dataran rendah	0.45	-	0.75
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50	-	0.75

Sumber : (Suyono Sosrodarsono, 2006)

2.3.7 Analisa Debit Banjir Rencana

Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamanan tingkat bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode hidrograf *Nakayasu*.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan Bendung Amohalo ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu, hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran sungai utamanya ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai.

2.3.8 Hidrograf Satuan Nakayasu

C.D. Soemarto dalam bukunya Hidrologi Teknik (1999) menyebutkan bahwa secara umum metode Nakayasu dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3.6 (0.3 \times T_p \times T_{0.3})} \dots\dots\dots (2.23)$$

dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

A = luas DAS (km^2)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0.3}$ digunakan rumus empiris:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \quad (L < 15 \text{ km}) \dots\dots\dots (2.24)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad (L > 15 \text{ km}) \dots\dots\dots (2.25)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots (2.26)$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g \dots\dots\dots (2.27)$$

dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = satuan waktu hujan (jam)

α = koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan persamaan :

$$\alpha = \frac{0.47(A \times L)^{0.25}}{t_g} \dots\dots\dots (2.28)$$

Persamaan unit hidrograf :

- Pada kurva naik ($0 < t < T_P$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_P} \right)^{2.4} \times Q_P \dots\dots\dots(2.29)$$

- Pada kurva turun [$T_P < t < (T_P + T_{0.3})$]

$$Q = 0.3 \left[\frac{t - T_P}{T_{0.3}} \right] \times Q_P \dots\dots\dots(2.30)$$

- Pada kurva turun [$(T_P + T_{0.3} < t < (T_P + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$]

$$Q = 0.3 \left[\frac{t - T_P + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}} \right] \times Q_P \dots\dots\dots(2.31)$$

- Pada kurva turun [$t > (T_P + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$]

$$Q = 0.3 \left[\frac{t - T_P + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}} \right] \dots\dots\dots(2.32)$$

2.4 Perhitungan Neraca Air

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air irigasi atau tidak. Perhitungan neraca air ini pada akhirnya akan menghasilkan kesimpulan mengenai :

- Pola tanam akhir yang akan dipakai untuk jaringan irigasi yang sedang di rencanakan
- Penggambaran akhir daerah proyek irigasi.

Ada tiga unsur pokok dalam perhitungan neraca air yaitu:

1. Kebutuhan Air
2. Tersedianya Air
3. Neraca Air

Berikut adalah tabel 2.5 Perhitungan Neraca Air

Tabel 2.5. Perhitungan Neraca Air

BIDANG	Parameter yg dihitung	Neraca Air	Kesimpulan
Meteorologi	Evaporasi dan Curah Hujan	Kebutuhan Air Irigasi	Jumlah debit kebutuhan Luas Daerah irigasi Pola Tanam Pengaturan rotasi
Agrokultur dan Tanah	Pola Tanam Koefisien Tanam		
Jumlah irigasi	Efisiensi Irigasi		
Topografi	Dasar Layman	Debit Andalan	
Hidrologi	Debit Andalan	Debit Minimum persetengah bulan periode 5 th kering bangunan utama	

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986

2.4.1 Analisa Kebutuhan Air

Menurut jenisnya ada dua macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

1. Kebutuhan air untuk tanaman (*Consumptive Use*)

Kebutuhan air untuk tanaman (*Consumptive Use*) yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaringan tanaman (batang dan daun) dan untuk diuapkan (*evapotranspirasi*), *perkolasi*, curah hujan, pengolahan lahan, dan pertumbuhan tanaman.

Rumus :

$$I_r = ET_c + P - R_e + WLR \dots \dots \dots (2.33)$$

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986

di mana :

- I_r = kebutuhan air (mm/hari)
- E = evaporasi (mm/hari)
- T = Transpirasi (mm)
- P = Perkolasi (mm)
- B = infiltrasi (mm)
- W = tinggi genangan (mm)
- R_e = hujan efektif (mm/hari)

2. **Kebutuhan air untuk irigasi**

Kebutuhan air untuk irigasi yaitu kebutuhan air yang digunakan untuk menentukan pola tanaman untuk menentukan tingkat efisiensi saluran irigasi sehingga didapat kebutuhan air untuk masing-masing jaringan.

Perhitungan kebutuhan air irigasi ini dimaksudkan untuk menentukan besarnya debit yang akan dipakai untuk mengairi daerah irigasi. Setelah sebelumnya diketahui besarnya efisiensi irigasi. Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa dari mulut bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan sadap liar

2.4.1.1 **Kebutuhan Air untuk Tanaman**

1. **Evapotranspirasi**

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan metoda Penman yang dimodifikasi oleh Nedeco/Prosida seperti diuraikan dalam PSA – 010. Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis empiris dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari.

Evapotranspirasi tanaman yang dijadikan acuan adalah rerumputan pendek ($\text{albedo} = 0,25$). Selanjutnya untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman tertentu. Sehingga evapotranspirasi sama dengan evapotranspirasi potensial hasil perhitungan Penman x *crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang diperoleh, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif. Rumus evapotranspirasi Penman yang telah dimodifikasi adalah sebagai berikut :

Rumus Penman (Modifikasi) :

$$E_{to} = c \{ W \times R_n + (1 - w) \times f(u) \times (e_a - e_d) \} \dots\dots\dots (2.34)$$

dimana :

- ET = evapotranspirasi dalam (mm/hari)
 e = faktor koreksi terhadap iklim siang dan malam
 W = faktor bobot tergantung dari temperatur udara dan ketinggian tempat
 Rn = radiasi neto ekivalen dengan evaporasi (mm/hari)
 Rn = Rns - Rnl
 Rns = gelombang pendek radiasi matahari yang masuk
 = $(1 - \alpha) R_s = (1 - \alpha) (0,25 + 0,50 n/N) R_a$
 Ra = radiasi matahari ekstra terrestrial
 Rnl = $f(t) f(e_d) f(n/N)$
 = gelombang panjang radiasi neto
 N = maksimum lamanya penyinaran matahari
 (1-w) = faktor bobot $f(t^\circ C, \text{elevasi, } U \text{ dan } e)$
 f(u) = fungsi kecepatan angin
 $f(u) = 0,27 (1 + U_2/100)$
 (e_a-e_d) = selisih tekanan uap jenuh dan aktual pada temperatur rata-rata udara
 $e_a = e_d \times \text{kelembaban relatif}/100 = e_a \times R_h/100$
 e_a = tekanan uap jenuh tergantung dari temperatur
 f(t) = fungsi efek temperatur pada gelombang panjang radiasi
 = σT_k^4
 σ = konstanta stefan-boltzman
 Tk = Temperatur (°K)
 F(e_d) = fungsi efek tekanan uap pada gelombang panjang radiasi
 = $0,34 - 0,044 \sqrt{e_d}$
 F(n/N) = fungsi efek sunshine pada gelombang panjang radiasi
 = $(0,1 + 0,9 n/N)$

2. Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh. Besarnya

perkolasi dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut :

- a. Berdasarkan kemiringan :
 - lahan datar = 1 mm/hari
 - lahan miring $> 5\%$ = 2 – 5 mm/hari
- b. Berdasarkan tekstur :
 - berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari
 - sedang (lempung kepasiran) = 2 -3 mm/hari
 - ringan = 3 – 6 mm/hari

Dari pedoman diatas, harga perkolasi untuk perhitungan kebutuhan air di daerah irigasi Amohalo diambil sebesar 2 mm/hari karena jenis tanahnya bertekstur sedang (lempung kepasiran) dengan karakteristik pengolahan tanah yang baik

3. Koefisien Tanaman (K_c)

Besarnya koefisien tanaman (K_c) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan Nedeco/Prosida. Harga-harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada tabel 2.6. sebagai berikut.

Tabel 2.6. Koefisien Tanaman Untuk Padi dan Palawija Menurut Nedeco/Prosida

Bulan	Padi		Palawija	
	Varietas Biasa	Varietas Unggul	Jagung	Kacang Tanah
0,50	1,20	1,20	0,50	0,50
1,00	1,20	1,27	0,59	0,51
1,50	1,32	1,33	0,96	0,66
2,00	1,40	1,30	1,05	0,85
2,50	1,35	1,15	1,02	0,95
3,00	1,24	0,00	0,95	0,95
3,50	1,12			0,95
4,00	0,00			0,55
4,50				0,55

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986

4. Curah Hujan Efektif (Re) Tanaman

a. Besarnya Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah bagian dari curah hujan total yang digunakan oleh akar-akar tanaman selama masa pertumbuhan. Besarnya curah hujan efektif dipengaruhi oleh :

- Cara pemberian air irigasi (rotasi, menerus atau berselang)
- Laju pengurangan air genangan di sawah yang harus ditanggulangi
- Kedalaman lapisan air yang harus dipertahankan di sawah
- Cara pemberian air di petak
- Jenis tanaman dan tingkat ketahanan tanaman terhadap kekurangan air

Untuk irigasi tanaman padi, curah hujan efektif diambil 20% kemungkinan curah hujan bulanan rata-rata tak terpenuhi.

b. Koefisien Curah Hujan Efektif

Besarnya koefisien curah hujan efektif untuk tanaman padi berdasarkan tabel 2.7

Tabel 2.7 Koefisien Curah Hujan Untuk Padi

Bulan	Golongan					
	1	2	3	4	5	6
0,50	0,36	0,18	0,12	0,09	0,07	0,06
1,00	0,70	0,53	0,35	0,26	0,21	0,18
1,50	0,40	0,55	0,46	0,36	0,29	0,24
2,00	0,40	0,40	0,50	0,46	0,37	0,31
2,50	0,40	0,40	0,40	0,48	0,45	0,37
3,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,46	0,44
3,50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,45
4,00	0,00	0,20	0,27	0,30	0,32	0,33
4,50			0,13	0,20	0,24	0,27
5,00				0,10	0,16	0,20
5,50					0,08	0,13
6,00						0,07

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986 .

Sedangkan untuk tanaman palawija besarnya curah hujan efektif ditentukan dengan metode curah hujan bulanan yang dihubungkan dengan curah hujan rata-rata bulanan serta evapotranspirasi tanaman rata-rata bulanan berdasarkan tabel 2.7.

Tabel 2.8 Koefisien Curah Hujan Rata-rata Bulanan dengan ET Tanaman Palawija Rata-rata Bulanan dan Curah Hujan Mean Bulanan

Curah Hujan Bulanan/mm	mean mm	12,5	25	37,5	50	62,5	75	87,5	100	112,5	125	137,5	150	162,5	175	187,5	200	
ET tanaman	25	8	16	24	Curah Hujan rata-rata bulanan/mm													
Rata-rata Bulanan/mm	50	8	17	25	32	39	46											
	75	9	18	27	34	41	48	56	62	69								
	100	9	19	28	35	43	52	59	66	73	80	87	94	100				
	125	10	20	30	37	46	54	62	70	76	85	97	98	107	116	120		
	150	10	21	31	39	49	57	66	74	81	89	97	104	112	119	127	133	
	175	11	23	32	42	52	61	69	78	86	95	103	111	118	126	134	141	
	200	11	24	33	44	54	64	73	82	91	100	106	117	125	134	142	150	
	225	12	25	35	47	57	68	78	87	96	106	115	124	132	141	150	159	
	250	13	25	38	50	61	72	84	92	102	112	121	132	140	150	158	167	
Tampungan Efektif		20	25	37,5	50	62,5	75	100	125	150	175	200						
Faktor tampungan		0,73	0,77	0,86	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08						

Sumber : Ref.FAO, 1977

5. Kebutuhan Air untuk Pengolahan Lahan

a. Pengolahan Lahan untuk Padi

Kebutuhan air untuk pengolahan atau penyiraman lahan menentukan kebutuhan minimum air irigasi. Faktor-faktor yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk pengolahan tanah, yaitu besarnya penjemuran, lamanya pengolahan (periode pengolahan) dan besarnya evaporasi dan perkolasi yang terjadi.

Menurut PSA-010, waktu yang diperlukan untuk pekerjaan penyiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm.

Untuk memudahkan perhitungan angka pengolahan tanah digunakan tabel koefisien Van De Goor dan Zijlstra pada tabel 2.9 berikut ini.

Tabel 2.9 Koefisien Kebutuhan Air Selama Penyiapan Lahan

Eo + P mm/hari	T = 30 hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
5,0	11,1	12,7	8,4	9,5
5,5	11,4	13,0	8,8	9,8
6,0	11,7	13,3	9,1	10,1
6,5	12,0	13,6	9,4	10,4
7,0	12,3	13,9	9,8	10,8
7,5	12,6	14,2	10,1	11,1
8,0	13,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8
9,0	13,6	15,2	11,2	12,1
9,5	14,0	15,5	11,6	12,5
10,0	14,3	15,8	12,0	12,9
10,5	14,7	16,2	12,4	13,2
11,0	15,0	16,5	12,8	13,6

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986)

b. Pengolahan Lahan untuk Palawija

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bagi palawija sebesar 50 mm selama 15 hari yaitu 3,33 mm/hari, yang digunakan untuk menggarap lahan yang ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemian yang baru tumbuh

6. Kebutuhan Air untuk Pertumbuhan

Kebutuhan air untuk pertumbuhan padi dipengaruhi oleh besarnya evapotranspirasi tanaman (Etc), perkolasi tanah (p), penggantian air genangan (W) dan hujan efektif (Re). Sedangkan

kebutuhan air untuk pemberian pupuk padi tanaman apabila terjadi pengurangan air (sampai tingkat tertentu) pada petak sawah sebelum pemberian pupuk.

2.4.1.2 Kebutuhan Air untuk Irigasi

1. Pola Tanaman dan Perencanaan Tata Tanam

Pola tanam adalah suatu pola penanaman jenis tanaman selama satu tahun yang merupakan kombinasi urutan penanaman. Rencana pola dan tata tanam dimaksudkan untuk meningkatkan efisiensi penggunaan air, serta menambah intensitas luas tanam. Suatu daerah irigasi pada umumnya mempunyai pola tanam tertentu, tetapi bila tidak ada pola yang biasa digunakan pada daerah tersebut direkomendasikan pola tanaman padi-padi-palawija.

Pemilihan pola tanam ini didasarkan pada sifat tanaman hujan dan kebutuhan air.

- a. Sifat tanaman padi terhadap hujan dan kebutuhan air
 - Pada waktu pengolahan memerlukan banyak air
 - Pada waktu pertumbuhannya memerlukan banyak air dan pada saat berbunga diharapkan hujan tidak banyak agar bunga tidak rusak dan padi baik.
- b. Palawija
 - Pada waktu pengolahan membutuhkan air lebih sedikit daripada padi
 - Pada pertumbuhan sedikit air dan lebih baik lagi bila tidak turun hujan.

Setelah diperoleh kebutuhan air untuk pengolahan lahan dan pertumbuhan, kemudian dicari besarnya kebutuhan air untuk irigasi berdasarkan pola tanam dan rencana tata tanam dari daerah yang bersangkutan.

2. Efisiensi Irigasi

Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulai dari

bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan sadap liar. Besarnya angka efisiensi tergantung pada penelitian lapangan pada daerah irigasi.

Pada perencanaan jaringan irigasi, tingkat efisiensi ditentukan menurut kriteria standar perencanaan yaitu sebagai berikut ;

- Kehilangan air pada saluran primer adalah 7,5 – 12,5 %, diambil 10% Faktor koefisien = $100/90 = 1,11$.
- Kehilangan air pada saluran sekunder adalah 7,5 – 15,5 %, diambil 13% Faktor koefisien = $100/87 = 1,15$

2.4.2 Analisa Debit Andalan

Analisa debit andalan adalah untuk mengetahui jumlah debit yang ada di sungai yang akan di bendung, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang di perlukan. Perhitungan analisa debit tersedia adalah sebagai berikut :

$$Q = \frac{C \times \text{Data Hujan} \times \text{Luas DAS}}{15 \times 24 \times 60 \times 60} \dots\dots\dots(2.33)$$

Dimana :

Q	= debit per periode (15 hari) m ³ /dtk
C	= koefisien pengaliran (0,75)
Data Hujan	= Rekap data hujan 15 hari (m/hari)
Luas DAS	= Luas Daerah Aliran Sungai (km ²)

2.4.3 Neraca Air

Dari hasil perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkannya untuk pola tanam yang dipakai akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan dan luas daerah yang bisa diairi, luas daerah irigasi, jatah debit air dan pola pengaturan rotasi. Apabila debit sungai melimpah, maka luas daerah irigasi adalah tetap karena luas maksimum daerah layanan dan proyek yang akan direncanakan sesuai dengan pola tanam yang dipakai. Jika debit sungai kurang maka terjadi kekurangan

debit, maka ada tiga pilihan yang perlu dipertimbangkan sebagai berikut :

- Luas daerah irigasi dikurangi
- Melakukan modifikasi pola tanam
- Rotasi teknis/golongan

2.5 Analisa Hidrolis Bendung dan Saluran Intake

Analisa hidrolis bendung meliputi tubuh bendung itu sendiri dan saluran-saluran pelengkap sesuai dengan tujuan bendung. Perhitungan struktur bendung dimulai dengan analisa saluran yaitu saluran induk/primer, pintu romijn, saluran kantong lumpur, saluran penguras kantong lumpur dan saluran *intake*. Dari saluran *intake* ini dapat diketahui elevasi muka air pengambilan, di mana elevasi ini digunakan sebagai acuan dalam menentukan tinggi mercu bendung.

Setelah elevasi mercu diketahui maka analisa struktur bendung dapat dihitung, yaitu menentukan lebar bendung, kolam olak, lantai muka, bangunan pembilas.

2.5.1 Pemilihan Tipe Bendung

Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan dalam pemilihan tipe bendung adalah :

- Sifat dan kekuatan tanah dasar.
- Jenis material yang diangkut oleh aliran sungai.
- Keadaan/kondisi daerah aliran sungai di bagian hulu, tengah dan hilir.
- Tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi.
- Kemudahan eksploitasi dan pemeliharaan.
- Efisiensi biaya pelaksanaan.

Adapun alternatif pemilihan tipe bangunan utama/bendung Amohalo, yaitu :

- Bendung Tetap.

Bendung Tetap adalah suatu bangunan air melintang sungai dengan konstruksi bangunan tetap yang berfungsi untuk menaikkan muka air sungai agar dapat digunakan untuk mengairi sawah tertinggi pada daerah pengairannya.

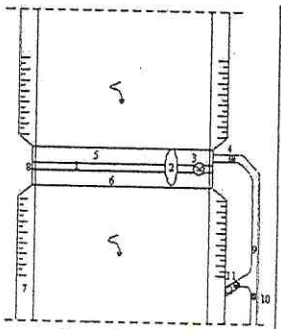
Keuntungannya :

1. Operasi dan pemeliharaannya lebih murah dan mudah.
2. Stabilitasnya besar karena memanfaatkan berat sendiri dari bangunan bendung tersebut.
3. Tahan terhadap kondisi alam.

Kerugiannya :

1. Pembuatannya mahal.
2. Diperlukan bangunan tanggul penahan banjir yang tinggi akibat *backwater*.
3. Tanah dasar yang baik untuk kedudukan pondasi agar tidak terjadi penurunan tanah dasar.

Adapun gambar tampak bendung tetap dapat dilihat pada gambar 2.2.



Gambar 2.2 Skema Bendung Tetap, Intake Kiri dengan Kantong Lumpur.

Keterangan :

1. Mercu bendung.
2. Pilar.
3. Pintu penguras bendung.
4. Pintu pengambilan.
5. Lantai muka.
6. Lantai olakan.
7. Lembah sayap.
8. Dinding tegak.
9. Kantong lumpur.
10. Pintu pengambilan saluran.
11. Pintu penguras kantong lumpur.
12. Saluran penguras kantong lumpur.

2.5.2 Pemilihan Lokasi Bendung

Faktor yang menentukan dalam pemilihan lokasi bendung yaitu :

- Keadaan topografi daerah yang akan diairi sedemikian rupa sehingga seluruh daerah rencana tersebut dapat terairi secara gravitasi.
- Penempatan lokasi bendung yang tepat dilihat dari segi hidraulik dan angkutan sedimen sehingga aliran ke *intake* tidak mengalami gangguan dan angkutan sedimen yang masuk ke *intake* dapat dihindari. Untuk menjamin aliran lancar masuk *intake*, salah satu syaratnya yaitu bendung harus terletak di tikungan luar aliran atau di bagian sungai yang lurus dan harus di hindari penempatan bendung di tikungan sebelah dalam aliran
- Bendung harus ditempatkan di lokasi di mana tanah pondasinya cukup baik sehingga bangunan akan setabil.
- Beda tinggi energi di atas bendung dibatasi 6 m

2.5.3 Saluran Intake

Dimensi saluran dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = V \cdot A$$

$$A = (b + m \cdot h) \cdot h$$

$$P = b + 2 \cdot h \cdot m \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \dots \dots \dots (2.33)$$

(Standar Perencanaan Irigasi KP-03, hal 15)

di mana :

V = kecepatan rencana (m/det)

n = koefisien kekasaran Manning (det/m^{1/3})

R = jari-jari hidrolis (m)

i = kemiringan saluran

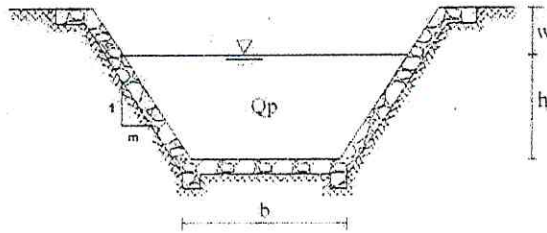
A = luas penampang basah (m²)

P = keliling basah (m)

m = kemiringan talud saluran

h = kedalaman air (m)

b = lebar dasar saluran (m)



Gambar 2.3 Potongan Melintang Dimensi Saluran

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

2.5.4 Alat Pengukur Debit

- Kecocokan bangunan untuk keperluan pengukuran debit.
- Ketelitian pengukuran di lapangan
- Bangunan yang kokoh, sederhana dan ekonomis.
- Rumus debit sederhana dan teliti
- Eksploitasi dan pembacaan mudah
- Pemeliharaan mudah dan murah
- Cocok dengan kondisi setempat dan dapat diterima petani

b. Alat Ukur Ambang Lebar

Alat ukur ini dianjurkan karena bangunan ini kokoh, mudah dibuat dan mudah disesuaikan dengan tipe saluran. Pembacaan debit dengan alat ukur ini dapat dilakukan secara langsung, karena hanya menyatakan hubungan antara muka air hulu dengan debit.

Kelebihan alat ukur ambang lebar adalah sebagai berikut :

- Bentuk hidrolis luwes dan sederhana
- Konstruksi kuat, sederhana dan tidak mahal
- Benda-benda hanyut dapat dilewatkan dengan mudah
- Eksploitasi mudah

Kelemahan alat ukur ambang lebar adalah sebagai berikut :

- Bangunan ini hanya bisa digunakan untuk mengukur saja
- Agar pengukuran teliti, aliran tidak boleh tenggelam

2.5.5 Bangunan Pengambilan atau *Intake*

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kiri bendung. Fungsi bangunan ini adalah untuk membelokkan aliran air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk kebutuhan irigasi. Saluran pembilas pada bangunan pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung dengan kecepatan aliran masuk yang diinginkan. Kecepatan ini tergantung pada ukuran butir bahan yang diangkut.

Elevasi lantai *intake* diambil minimal satu meter di atas lantai hulu bendung karena sungai mengangkut pasir dan kerikil. Pada keadaan ini makin tinggi lantai dari dasar sungai maka akan semakin baik, sehingga pencegahan angkutan sedimen dasar masuk ke *intake* juga makin baik. Tetapi bila lantai *intake* terlalu tinggi maka debit air yang tersadap menjadi sedikit, untuk itu perlu membuat *intake* arah melebar. Agar penyadapan air dapat terpenuhi dan pencegahan sedimen masuk ke *intake* dapat dihindari, maka perlu diambil perbandingan tertentu antara lebar dengan tinggi bukaan.

Pada perencanaan bendung ini direncanakan *intake* kiri dengan pintu berlubang satu, lebar satu pintu tidak lebih dari 2,5 meter dan diletakkan di bagian hulu. Pengaliran melalui bawah pintu *intake*, sedangkan besarnya debit dapat diatur melalui tinggi bukaan pintu. Kapasitas pengambilan harus sekurangkurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimention requirement*), guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek, sehingga :

$$Q_n = 1,2 * Q \dots\dots\dots (2.34)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

$$Q_n = \mu..a.b.. 2.g.z \dots\dots\dots (2.35)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

Q_n = debit rencana (m^3/det)

Q = kebutuhan air di sawah (m^3/det)

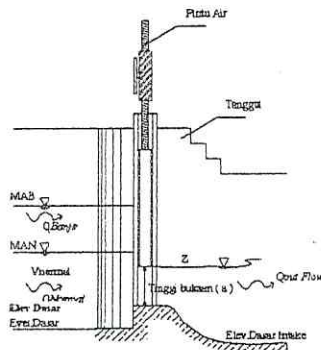
μ = koefisien debit

a = tinggi bukaan (m)

b = lebar bukaan (m)

g = gaya gravitasi = $9,81 m/det^2$

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan antara 0,15–0,30 m



Gambar 2.4 Bangunan Pengambilan

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

2.5.6 Lebar Bendung

Lebar bendung adalah jarak antara pangkal-pangkalnya (abutment) dan sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Pada bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata tersebut dapat diambil pada debit penuh (*bankfull discharge*), sedangkan pada bagian atas sungai sulit untuk menentukan debit penuh. Lebar maksimum bendung sebaiknya tidak lebih dari 1,2 kali rata-rata lebar sungai pada alur yang stabil.

Lebar total bendung tidak seluruhnya dimanfaatkan untuk melewati debit air karena adanya pilar dan bangunan penguras,

jadi lebar bendung yang bermanfaat untuk melewati debit disebut lebar efektif (B_e), yang dipengaruhi oleh tebal pilar dan koefisien kontraksi pilar dan pangkal bendung.

Dalam menentukan lebar efektif perlu diketahui mengenai eksploitasi bendung, di mana pada saat air banjir datang pintu penguras dan pintu pengambilan harus ditutup. Hal ini dimaksudkan untuk mencegah masuknya benda yang terangkut oleh banjir yang dapat menyumbat pintu penguras bila pintu terbuka dan air banjir masuk ke saluran induk.

$$\text{Rumus : } B_e = B - 2(n.K_p + K_a)H_1 \dots \dots \dots (2.36)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

B_e = lebar efektif bendung (m) $\rightarrow (B_{e1} + B_{e2} + B_{e3})$

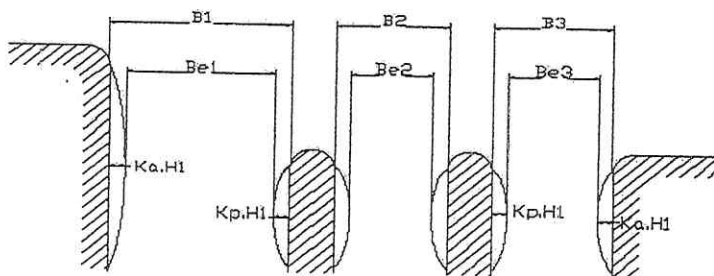
B = lebar mercu sebenarnya (m) $\rightarrow (B_1 + B_2 + B_3)$

K_p = koefisien kontraksi pilar

K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung

n = jumlah pilar

H_1 = tinggi energi (m)



Gambar 2.5 Sketsa Lebar Efektif Bendung

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

Tabel 2.10 Harga-harga Koefisien Kontraksi Pilar (Kp)

No		Kp
1	Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
2	Untuk pilar berujung bulat	0,01
3	Untuk pilar berujung runcing	0,00

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

Tabel 2.11 Harga-harga Koefisien Kontraksi Pangkal Bendung (Ka)

No		Ka
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,20
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,10
3	Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,5 H_1$ dan tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0,00

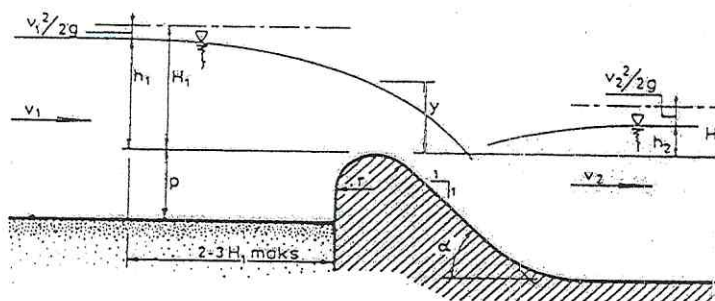
Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

2.5.7 Menentukan Tipe Mercu Bendung

Untuk tipe mercu bendung di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe mercu, yaitu tipe *Ogee* dan tipe bulat. Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya.

2.5.7.1 Mercu Bulat

Bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Pada sungai ini akan banyak memberikan keuntungan karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif ada mercu.



Gambar 2.6 Bendung dengan Mercu Bulat

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H_1 dan r (H_1/r). Untuk bendung dengan dua jari-jari (R_2), jari-jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit.

Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai -4 m tekanan air jika mercu tersebut dari beton. Untuk pasangan batu tekanan *subatmosfer* sebaiknya dibatasi sampai -1 m tekanan air. Persamaan energi dan debit untuk bendung ambang pendek

dengan pengontrol segi empat adalah sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g B e H_1^{1.5} \dots\dots\dots(2.37)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

Q = debit (m^3/dt)

C_d = koefisien debit ($C_d = C_0 C_1 C_2$)

g = percepatan gravitasi ($9,81 m/dt^2$)

b = panjang mercu (m)

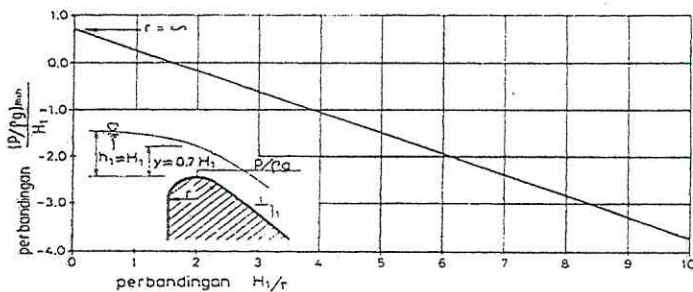
H_1 = tinggi di atas mercu (m)

C_0 = fungsi H_1/r (lihat gambar 2.8)

C_1 = fungsi p/H_1 (lihat gambar 2.9)

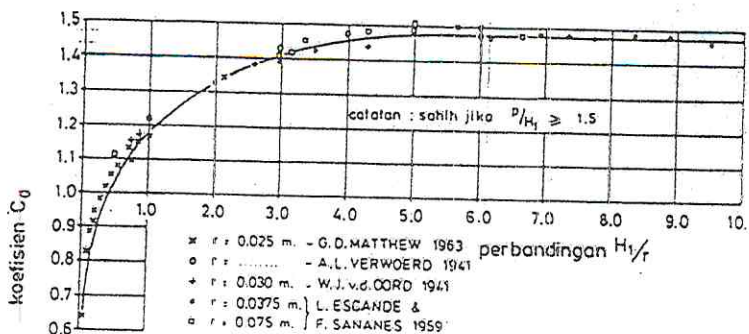
C_2 = fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung (lihat gambar 2.13)

C_0 mempunyai harga maksimum 1,49 jika H_1/r lebih dari 5,0 (lihat gambar 2.7)

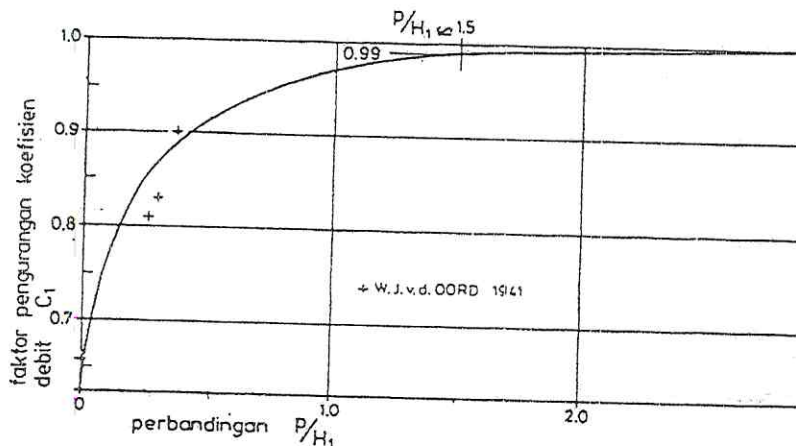


Gambar 2.7 Tekanan pada Mercu Bendung Bulat sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r

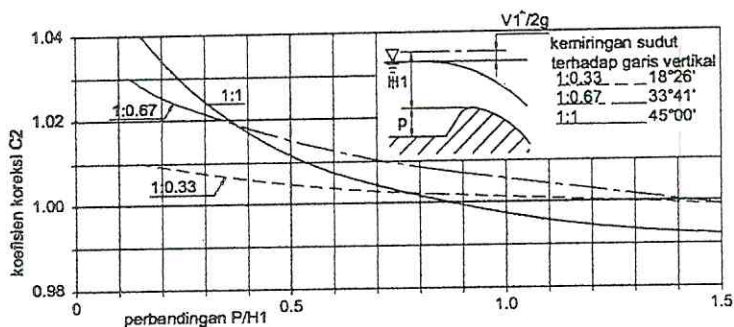
Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02



Gambar 2.8 Harga-harga Koefisien C_0 untuk Bendung Ambang Bulat sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r
 Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02



Gambar 2.9 Koefisien C_1 sebagai Fungsi Perbandingan p/H_1
 Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02



Gambar 2.10 Koefisien C_2

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

Di dalam merencanakan bendung tetap Amohalo ini menggunakan mercu tipe bulat. Adapun pertimbangan menggunakan mercu bulat sebagai berikut :

- Mempunyai bentuk mercu yang besar, sehingga lebih tahan terhadap benturan batu bongkah.
- Tahan terhadap goresan atau abrasi, karena mercu bendung diperkuat oleh pasangan batu kali dan beton bertulang.
- Pengaruh kavitasi hampir tidak ada atau tidak begitu besar.
- Jari-jari mercu bendung harus memenuhi syarat minimum yaitu $0,3 H_1 < R < 0,7 H_1$

2.5.8 Tinggi Air Banjir di Hilir Bendung

Perhitungan dilakukan dengan rumus, sebagai berikut :

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * i^{1/2} \dots\dots\dots (2.38)$$

Sumber : Hidrolika Terapan Aliran Pada Saluran Terbuka & Pipa, Robert J Kodoatie, hal 12

$$A = (b + m.h)h$$

$$P = b + 2.h \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Perhitungan h dengan coba-coba.

Elevasi muka air di hilir bendung = elevasi dasar hilir + h

2.5.9 Tinggi Air Banjir di Atas Mercu

Persamaan tinggi energi di atas mercu (H_1) menggunakan rumus debit bendung dengan mercu bulat, yaitu :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot B_e \cdot H_1^{3/2} \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

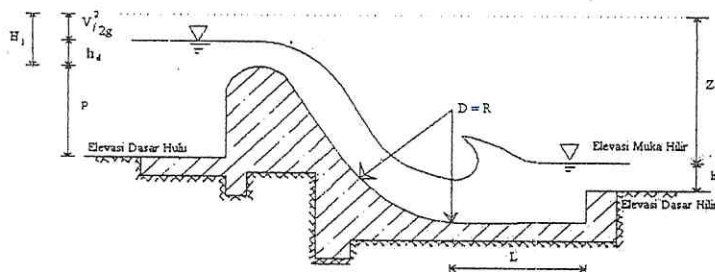
Q = debit (m^3/det)

C_d = koefisien debit

g = percepatan gravitasi (m/det^2)

B_e = lebar efektif bendung (m)

H_1 = tinggi energi di atas mercu (m)



Gambar 2.11 Elevasi Air di Hulu dan Hilir Bendung

2.5.10 Kolam Olak

Kolam olah adalah suatu bangunan berupa olah di hilir bendung yang berfungsi untuk meredam energi yang timbul di dalam aliran air superkritis yang melewati pelimpah.

Faktor pemilihan tipe kolam olah :

- Tinggi bendung
- Keadaan geoteknik tanah dasar misalnya jenis batuan, lapisan, kekerasan tekan, diameter butir dsb.
- Jenis angkutan sedimen yang terbawa aliran sungai.
- Keadaan aliran yang terjadi di bangunan peredam energi seperti aliran tidak sempurna/tenggelam, loncatan air lebih rendah atau lebih tinggi.

Tipe kolam olah :

a. Berdasarkan Bilangan *Froude*, kolam olah dikelompokkan sebagai berikut :

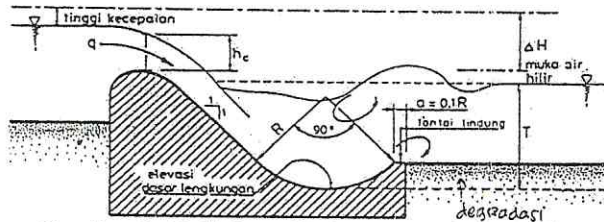
1. Untuk $Fr \leq 1,7$ tidak diperlukan kolam olah. Pada saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi.
2. Bila $1,7 < Fr \leq 2,5$ maka kolam olah diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Kolam olah dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik.
3. Jika $2,5 < Fr \leq 4,5$ maka loncatan air tidak terbentuk dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Kolam olah yang digunakan untuk menimbulkan turbulensi (olahan) yakni tipe USBR tipe IV.
4. Untuk $Fr \geq 4,5$ merupakan kolam olah yang paling ekonomis, karena kolam ini pendek. Kolam olah yang sesuai adalah kolam USBR tipe III.

b. Kolam Olah Tipe Bak Tenggelam

Jika kedalaman konjungsi hilir dari loncat air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal hilir, atau kalau diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam yang panjang akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas bendung, maka dapat dipakai peredam energi yang relatif pendek

tetapi dalam.

Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan pada bendung-bendung rendah dan untuk bilangan-bilangan *Froude* rendah. Bahan ini diolah oleh Institut Teknik Hidrolika di Bandung untuk menghasilkan serangkaian perencanaan untuk kolam dengan tinggi energi rendah ini.

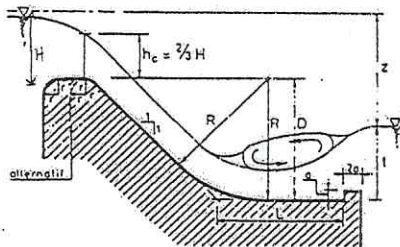


Gambar 2.12 Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

c. **Kolam *Vlughter***

Kolam *vlughter* dikembangkan untuk bangunan terjun di saluran irigasi. Batas-batas yang diberikan untuk Z/h_c 0,5; 2,0; 15,0 dihubungkan dengan bilangan *Froude*. Bilangan *Froude* itu diambil dalam Z di bawah tinggi energi hulu. Kolam *vlughter* bisa dipakai sampai beda tinggi energi Z tidak lebih dari 4,50 m.



Gambar 2.13 Kolam *Vlughter*

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

Jika $0,5 < \frac{z}{hc} \leq 2,0$

$$t = 2,4 hc + 0,4 z$$

Jika $2,0 < \frac{z}{hc} \leq 15,0$

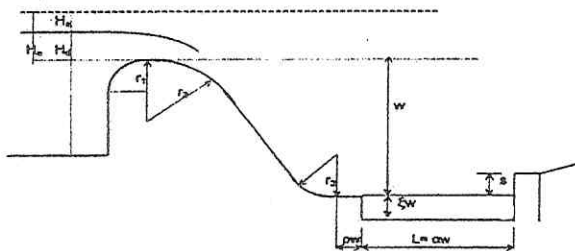
$$t = 3,0 hc + 0,1 z$$

$$a = 0,28 hc \sqrt{\frac{hc}{z}}$$

$$D = R = L \text{ (ukuran dalam m)}$$

d. Kolam *Schoklitsch*

Armin Schoklitsch menemukan kolam olakan yang ukuran-ukurannya tidak tergantung pada tinggi muka air hulu maupun hilir, melainkan tergantung pada debit per satuan lebar.



Gambar 2.14 Kolam *Schoklitsch*

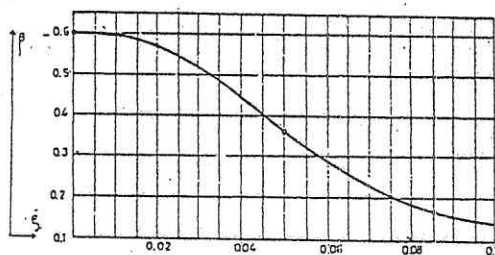
Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-04

Panjang kolam olakan $L = (0,5-1) w$

Tinggi ambang hilir dari lantai $S = \beta q^{\frac{1}{2}} \left(\frac{w}{g} \right)^{\frac{1}{4}}$ dengan harga

minimum 0,1 w.

Untuk faktor β dapat diambil dari gambar grafik di bawah, dan faktor ξ diambil antara 0,003 dan 0,08. Harga ρ pada umumnya diambil 0,15.



Gambar 2.15 Grafik Faktor β

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-04

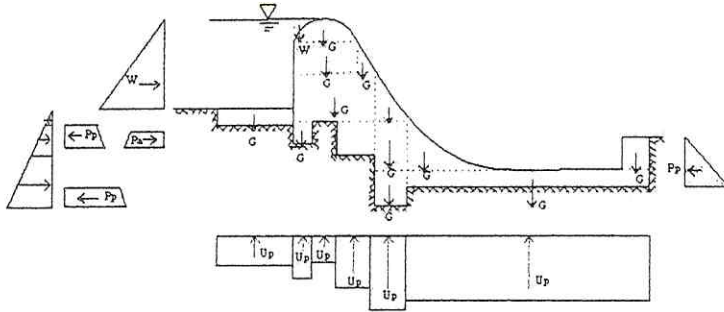
2.5.11 Panjang Lantai Muka

Perencanaan panjang lantai muka bendung menggunakan garis kemiringan hidrolis. Garis Gradien Hidrolis ini digambarkan di hilir ke arah hulu dengan titik ujung hilir bendung sebagai permukaan dengan tekanan sebesar nol. Kemiringan garis hidrolis gradien disesuaikan dengan kemiringan yang diijinkan untuk suatu tanah dasar tertentu, yaitu menggunakan *Creep Ratio* (Cr). Untuk mencari panjang lantai depan hulu yang menentukan adalah beda tinggi energi terbesar di mana terjadi pada saat muka banjir di hulu dan kosong di hilir. Garis Gradien hidrolis akan membentuk sudut dengan bidang horisontal sebesar α , sehingga akan memotong muka air banjir di hulu. Proyeksi titik perpotongan tersebut ke arah horisontal (lantai hulu bendung) adalah titik ujung dari panjang lantai depan minimum.

$$L_w = \Sigma L_v + \frac{1}{3} \Sigma L_h \dots\dots\dots (2.41)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

2.6 Analisa Struktur Bendung



Gambar 2.17 Gaya-gaya Yang Bekerja pada Tubuh Bendung

Keterangan :

W : Gaya Hidrostatik

Up : Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)

Pa : Tekanan Tanah Aktif

Pp : Tekanan Tanah Pasif

G : Gaya Akibat Berat Sendiri

Stabilitas bendung dianalisa pada tiga macam kondisi yaitu pada saat sungai kosong, normal dan pada saat sungai banjir. Tinjauan stabilitas yang diperhitungkan dalam perencanaan suatu bendung meliputi :

2.6.1 Analisa Gaya-gaya Vertikal

2.6.1.1 Akibat Berat Sendiri Bendung

Rumus : $G = V * \gamma$ (2.43)

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

V = Volume (m^3)

γ = berat jenis bahan, beton = $2,4 \text{ T/m}^3$

2.6.1.2 Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)

Rumus : $P_x = H_x - H$ (2.44)

$$P_x = H_x - (L_x * \frac{\Delta H}{L})$$

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

P_x = *Uplift Pressure* (tekanan air) pada titik X (T/m²)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik x (m)

L = panjang total jalur rembesan (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

H_x = tinggi energi di hulu bendung

2.6.2 Analisa Gaya-gaya Horizontal

2.6.2.1 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Rumus : $P_s = \frac{\gamma_s x h^2}{2} \left[\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right]$ (2.45)

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

P_s = gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dari atas lumpur yang bekerja Secara horisontal (kg)

θ = sudut geser dalam

γ_s = berat jenis lumpur (kg/m³) = 1600 kg/m³ = 1,6 T/m³

h = kedalaman lumpur (m)

2.6.2.2 Gaya Hidrostatik

Rumus: $W_u = c \cdot \gamma_w [h_2 + \frac{1}{2} \zeta (h_1 - h_2)] A$(2.46)

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

di mana:

c = proposan luas di mana tekanan hidrostatik bekerja ($c = 1$)

untuk semua tipe pondasi)

γ_w = berat jenis air (kg/m^3) = $1000 \text{ kg/m}^3 = 1 \text{ T/m}^3$

h_2 = kedalaman air hilir (m)

h_1 = kedalaman air hulu (m)

ζ = proporsi tekanan, diberikan pada tabel 2.10 (m)

A = luas dasar (m^2)

W_u = gaya tekanan ke atas resultante (Ton)

Tabel 2.13 Harga-harga ζ

Tipe Pondasi Batuan	Proporsi Tekanan
Berlapis horisontal	1,00
Sedang, pejal (<i>massive</i>)	0.67
Baik, pejal	0.50

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

2.6.2.3 Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

- Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * Ka * h^2 \quad Ka = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \dots\dots\dots (2.42)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

- Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * Kp * h^2 \dots\dots\dots$$

$$Kp = \tan^2(45^\circ + \phi / 2)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

Keterangan :

Pa = tekanan tanah aktif (T/m²)

Pp = tekanan tanah pasif (T/m²)

ϕ = sudut geser dalam ($^\circ$)

g = gravitasi bumi = 9,81 m/detik²

h = kedalaman tanah aktif dan pasif (m)

γ_{sub} = berat jenis *submerged* / tanah dalam keadaan terendam (T/m³)

γ_{sat} = berat jenis *saturated* / tanah dalam keadaan jenuh (T/m³)

γ_w = berat jenis air = 1,0 T/m³

Gs = *Spesifik Gravity*

e = *Void Ratio*

2.7 Analisa Stabilitas Bendung

2.7.1 Terhadap Guling

$$SF = \frac{\sum MT}{\sum MG} > 1.5 \dots\dots\dots (2)$$

(Teknik Bendung, Ir. Soedibyo, Hal

di mana :

SF = faktor keamanan

$\sum MT$ = jumlah momen tahan (Ton meter)
 MG = jumlah momen guling (Ton meter)

2.7.2 Terhadap Geser

$$SF = f \frac{\sum RV}{\sum RH} > 1.5 \dots\dots\dots (2.46)$$

(*Engineering For Dams, Hinds Creager Justin, Hal:297*)

di mana :

SF = faktor keamanan
 $\sum RV$ = total gaya vertikal (Ton)
 $\sum RH$ = total gaya horisontal (Ton)
 f = koefisien gesekan = (0,6-0,75)

2.7.3.3 Terhadap bidang kern (Retak)

Keamanan bendung terhadap erosi bawah bendung dihitung dengan rumus :

$$\text{Rumus : } e = \left| \frac{L}{2} - \frac{Mt}{Rv} \right| \leq \frac{L}{6} \dots\dots\dots (2.51)$$

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

Dimana :

e = eksentrisitas (m)

L = panjang pondasi bendung (m)

Mt = Momen total yang terjadi (ton)

$Rv = \Sigma(V-U)$ = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

2.7.3.4 Kontrol Ketebalan Lantai

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma} \dots\dots\dots (2.52)$$

dimana :

Px = gaya angkat pada titik x (kg/m^2)

Wx = kedalaman air dititik x (m)

γ = 2200 kg/m^2 (berat jenis beton)

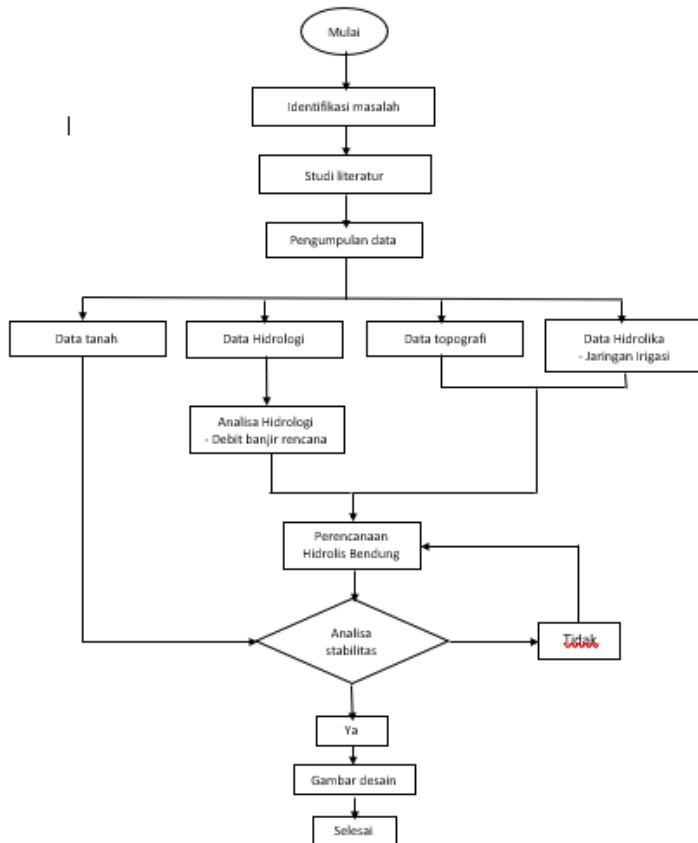
dx = ketebalan lantai pada titik x (m)

SF = angka keamanan (diambil 1,5)

BAB III METODOLOGI

3.1 *Flowchart* Pengerjaan Tugas Akhir

Flowchart dapat dilihat pada bagan di bawah, menunjukkan langkah-langkah yang akan dilakukan dalam pengerjaan tugas akhir “Redesain Bendung Sungai Lau Bengap Daerah Irigasi Parit Lompaten”.



3.2 Studi Literatur

Untuk memperoleh dasar-dasar teori dan penelitian pendamping yang telah dilakukan sebelumnya, dan nantinya akan digunakan dalam pengerjaan tugas akhir Redesain Bendung Sungai Lau Bempag Daerah Irigasi Parit Lompoten.

3.3 Survei Lapangan

Untuk mengetahui kondisi lapangan saat ini dan melakukan wawancara untuk mendapatkan informasi dari pihak terkait yang berhubungan dengan permasalahan kekurangan *suply* di daerah irigasi tersebut.

3.4 Pengumpulan Data

Mengumpulkan data-data yang berkaitan dengan Perencanaan Bendung dan Rehabiltasi saluran Daerah Irigasi Parit Lompoten , yang meliputi :

1. Data Hidrologi

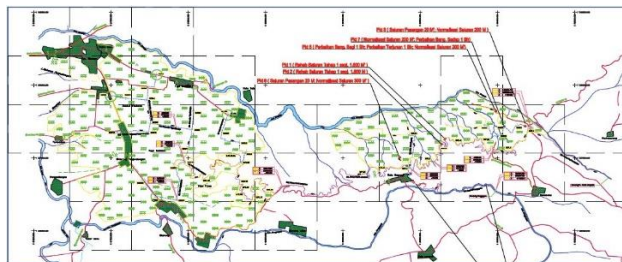
Data hidrologi ini didapatkan dari UPT PSDA Lau Renun- Lau Biang Provinsi Sumatera Utara, berupa lokasi stasiun hujan dan curah hujan harian maksimum dengan periode pencatatan tahun 2007-2017, yang nantinya data ini digunakan untuk melakukan perhitungan hujan rencana dan debit banjir sungai Lau Bempag. Luas DAS sungai lau Bempag adalah :

Tabel 3.1 Data Curah Hujan Maksimal
Stasiun Kuta Gadung

Tahun	Hujan (mm)	Tanggal
1998	80,00000	15 Mey
1999	75,00000	25-Nov
2000	52,00000	01-Apr
2001	88,00000	04-Jan
2002	92,00000	25-Nov
2003	73,00000	22-Apr
2004	122,00000	04-Nov
2005	81,00000	09-Jan
2006	114,00000	10-Apr
2007	112,00000	22-Feb

2. Data Peta

Data Peta ini didapatkan dari UPT PSDA Lau Renun- Lau Biang Provinsi Sumatera Utara Data ini berupa peta situasi daerah Irigasi Parit Lompaten.

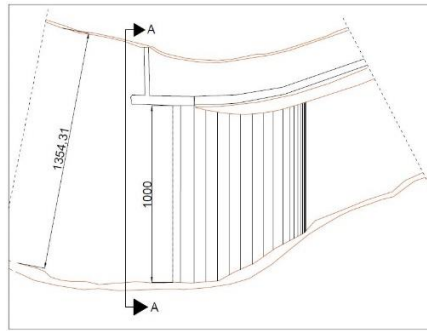


Gambar 3.1 Peta jaringan Irigasi D.I Parit
Lompaten

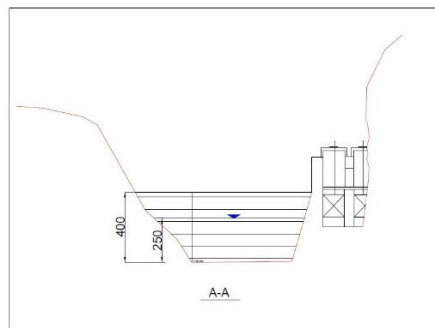
3. Data Hidrolika

Data hidrolika ini didapatkan UPT PSDA Lau Renun- Lau Biang Provinsi Sumatera Utara berupa jaringan dan dimensi penampang sungai

dan saluran irigasi eksisting wilayah studi. Sungai Lau Bengap adalah sumber air utama D.I parit Lompaten. Sungai ini memiliki DAS seluas 114.5472 km². Berikut adalah potongan sungai di lokasi yang akan dibangun bendung.



Gambar 3.2 Tampak atas Sungai Lau Bengap di lokasi bendung



Gambar 3.3 Potongan melintang sungai Lau Bengap dan dimensi bendung eksisting

4. Data Tanah

Data tanah yang disebut diatas adalah data kondisi dan daya dukung tanah di area pembangunan Bendung. Data tersebut akan didapatkan dari Dinas PU, UPT PSDA Lau Renun, Kabanjahe.

3.5 Tahap Analisis

Untuk menyelesaikan permasalahan dalam pengerjaan tugas akhir Perencanaan Bendung dan Rehabiltasi saluran Daerah Irigasi Parit Lompaten , perlu dilakukan beberapa analisis, yang meliputi :

3.5.1 Analisis Hidrologi

1. Menghitung curah hujan rata-rata
2. Menghitung debit banjir rencana dengan menggunakan data curah hujan harian maksimum.

3.5.2 Analisa Hidrolika

1. Melakukan analisis profil muka air pada saluran yang direncanakan.
2. Merencanakan mercu bendung
3. Merencanakan saringan
4. Merencanakan pintu pengambilan

3.5.3 Analisa Stabilitas Bendung

1. Analisis gaya yang bekerja pada bendung
2. Analisis stabilitas bendung

3.6 Tahap Kesimpulan

Pada tahap kesimpulan bertujuan untuk menentukan desain Bendung dan saluran irigasi yang tepat sebagai solusi dari permasalahan kekurangan air yang terjadi di Daerah Irigasi parit Lompaten .

BAB IV

ANALISA HIDROLOGI

4.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

Perhitungan analisa frekuensi yang merupakan pengulangan suatu kejadian untuk meramalkan atau menentukan periode ulang berikut nilai probabilitasnya. Adapun distribusi yang dipakai dapat ditentukan setelah mengetahui terlebih dahulu karakteristik data yang ada.

Analisa debit rencana dalam sungai ini dibuat berdasarkan curah hujan harian rata-rata maksimum yang diambil dari stasiun pencatat hujan yaitu Stasiun Kuta Gugung sebanyak 10 tahun.

4.1.1 Analisa Curah Hujan Area

Analisis ini dimaksudkan untuk mengetahui curah hujan rata-rata maksimal yang terjadi pada daerah tangkapan (catchmen area) tersebut. Berikut adalah data curah hujan maksimum rata-rata didapatkan

*Tabel 4. 1 Data Curah Hujan Rata-rata Maksimum
Sumber UPT PSDA Lau Renun*

Tahun	Hujan (mm)
1998	80
1999	75
2000	52
2001	88
2002	92
2003	73
2004	122
2005	81
2006	114
2007	112

4.2. Analisa Distribusi Frekuensi

Untuk menganalisa distribusi frekuensi maka data yang dibutuhkan adalah parameter statistik. Hasil uji parameter statistik dapat dilihat pada tabel berikut ini :

4.3 Uji Kecocokan Distribusi

4.3.1 Distribusi Pearson III

4.3.1.1 Perhitungan Parameter Distribusi Pearson III

Berikut adalah hasil perhitungan uji parameter statistik data curah hujan.

Tabel 4. 2 Hasil Perhitungan Uji Parameter Statistik

Tanggal	Tahun	x_i	$x - \bar{x}$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
15 Mey	2000	52,00	-36,90	1361,61	-50243,41	1853981,79
25-Nov	2003	73,00	-15,90	252,81	-4019,68	63912,90
01-Apr	1999	75,00	-13,90	193,21	-2685,62	37330,10
04-Jan	1998	80,00	-8,90	79,21	-704,97	6274,22
25-Nov	2005	81,00	-7,90	62,41	-493,04	3895,01
22-Apr	2001	88,00	-0,90	0,81	-0,73	0,66
04-Nov	2002	92,00	3,10	9,61	29,79	92,35
09-Jan	2007	112,00	23,10	533,61	12326,39	284739,63
10-Apr	2006	114,00	25,10	630,01	15813,25	396912,60
22-Feb	2004	122,00	33,10	1095,61	36264,69	1200361,27
Jumlah		889,00	0,00	4218,90	6286,68	3847500,54
X	88,900					
S	21,651					

CS	0,086
CV	0,244
CK	3,011

4.3.1.2 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji Kesesuaian data metode Chi-Kuadrat pada distribusi Pearson Tipe III menggunakan persamaan dasar sebagai berikut

$$X = \bar{X} + k.S$$

Banyaknya kelas dan derajat kebebasan dari data yang ada digunakan persamaan (2.XX) sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} G &= 1 + 3.322 \log 10 \\ &= 4,322 \cong 5 \\ dk &= G - R - 1 \\ &= 5 - 2 - 1 \\ &= 2 \end{aligned}$$

(nilai R = 2, untuk distribusi Pearson tipe III)

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ dan $dk = 2$ maka diperoleh nilai X^2 sebesar 5,991, dan interval peluang (p) tiap subgrup adalah sebesar 0,20.

- Subgrup 1 : $p \leq 0.20$
- subgrup 2 : $0.2 \leq P < 0.40$
- subgrup 3 : $0.4 \leq P < 0.60$
- subgrup 4 : $0.6 \leq P < 0.80$
- subgrup 5 : $P \geq 0.80$

Tabel 4. 3 Derajat Kepercayaan

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Bonnier, 1980

Dengan mensubstitusi hasil perhitungan parameter distribusi pearson tipe III terhadp persamaan dasar distribusinya diperoleh persamaan :

$$X = \bar{X} + k \cdot S$$

$$X = 88,9 + k \cdot 21,65$$

dengan membaca nilai k pada tabel 2.2, nilai k distribusi pearson tipe III, dapat dihitung batas kelas interval dari tiap2 subgrup

sub grup 1	: $p \leq 0.20$
X=	89,9+K.21.65
K=	0,836
X=	107
subgrup 2	: $0.2 \leq P < 0.40$
X=	89,9+K.21.65
K=	0,267
X=	94,6808
subrup 3	: $0.4 \leq P < 0.60$
X=	89,9+K.21.65
K=	-0,301
X=	82,383
subgrup 4	: $0.6 \leq P < 0.80$
X=	89,9+K.21.65
K=	-0,87
X=	70,0636

Tabel 4. 4 Hasil Perhitungan distribusi Pearson tipe III

No	interval	jumlah		(Oi-Ei)^2	$\chi^2 = (O_i - E_i)^2 / E_i$
		Oi	Ei		
1	$x \leq 70,063$	1	2	1	0,5
2	70,063 - 82,383	4	2	4	2
3	82,383 - 94,68	2	2	0	0
4	94,68 - 107,00	0	2	4	2
5	$x > 107,00$	3	2	1	0,5
jumlah		10	10		5

$$[\chi_h]^2 = 5 < 5,991$$

OK

Tabel 4.4 menunjukkan bahwa dari hasil perhitungan didapatkan nilai χ_h^2 sebesar 5,00, sedangkan dari tabel 2.. nilai kritis untuk distribusi Chi-Kuadrat diperoleh nilai χ^2 sebesar 5,991. Nilai $\chi_h^2 < \chi^2$ yaitu $5,00 < 5,991$ sehingga **distribusi pearson tipe III dapat diterima**

4.3.1.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolgorov

Langkah pertama yaitu menentukan harga D_0 kritis dari data yang ada.

$$N = 12$$

$$\alpha = 5\%$$

$$D_0 = 0,41$$

Tabel 4. 5 Uji kecocokan Smirnov - Kolgorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Bonnier, 1980.

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima,

apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Kemudian dilakukan perhitungan uji distribusi metode Smirnov-Kolmogorov seperti berikut ini.

Tabel 4. 6 Perhitungan Uji Distribusi Smirnov - Kolgorov

Tahun	xi	m	$P(x) = \frac{m}{n+1}$	$P(x<) = \frac{m-1}{n}$	$f(t) = \frac{(x_i - x)}{s}$	$P'(X)$	$P'(X<)$	D
2000	122,00	1	0,091	0,909	1,529	0,064	0,936	0,027
2003	114,00	2	0,182	0,818	1,159	0,127	0,873	0,055
1999	112,00	3	0,273	0,727	1,067	0,145	0,855	0,128
1998	92,00	4	0,364	0,636	0,143	0,444	0,556	-0,081
2005	88,00	5	0,455	0,545	-0,042	0,488	0,512	-0,033
2001	81,00	6	0,545	0,455	-0,365	0,645	0,355	-0,100
2002	80,00	7	0,636	0,364	-0,411	0,659	0,341	-0,023
2007	75,00	8	0,727	0,273	-0,642	0,739	0,261	-0,012
2006	73,00	9	0,818	0,182	-0,734	0,767	0,233	0,051
2004	52,00	10	0,909	0,091	-1,704	0,956	0,044	-0,047

Perhitungan uji Smirnov-Kolgorov seperti pada tabel.... diatas, diperoleh nilai D_{maks} sebesar 0,145. karena nilai D_{maks} lebih kecil daripada nilai D_0 ($D_{maks} = 0,12812 < D_0 = 0,41$) maka distribusi yang digunakan yaitu **Distribusi Pearson tipe III dapat diterima**

4.4 Perhitungan Curah hujan Rencana

Untuk menentukan hujan rencana, maka menggunakan Pearson Tipe III. persamaan yang dipakai yaitu :

$$X = \bar{X} + k \bar{S}X$$

dengan hasil perimeter

$$X = \bar{X} + k \bar{S}$$

$$\bar{X} = 88,9$$

$$\bar{S} = 21,65$$

Dengan $S = 21,65$, maka dapat ditentukan nilai k dari hasil pembacaan Tabel. dan selanjutnya dapat dihitung besarnya curah hujan untuk setiap periode ulangnya, misalnya :

2 tahun:

$$\begin{aligned} X &= 88,9 + k. 21,65X \\ &= 88,9 + (-0,016). 21,65X \\ &= 88,55 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4. 7 Periode Ulang

No	Periode ulang	Xr	k	S	X(mm)
1	2	88,9	-0,016	21,65	88,5536
2	5	88,9	0,836	21,65	106,9994
3	10	88,9	1,292	21,65	116,8718
4	25	88,9	1,785	21,65	127,5453
5	50	88,9	2,107	21,65	134,5166
6	100	88,9	2,4	21,65	140,86

4.5 Perhitungan Distribusi Hujan

4.5.1 Perhitungan Rata-rata Hujan jam

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t} \right)^{2/3}$$

dimana :

R_t = Rata- rata hujan pada jam ke t (mm)

t = waktu lamanya hujan (jam)

T = lamanya hujan terpusat (jam)

R_{24} = curah hujan harian efektif

Perhitungan rata-rata hujan (R_t) sampai jam ke t adalah :

- jam ke 1

$$R_{t1} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 0,585R_{24}$$

- jam ke 2

$$R_{t2} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2}\right)^{2/3} = 0,368R_{24}$$

- jam ke 3

$$R_{t3} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3}\right)^{2/3} = 0,281R_{24}$$

- jam ke 4

$$R_{t4} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4}\right)^{2/3} = 0,232R_{24}$$

- jam ke 5

$$R_{t5} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5}\right)^{2/3} = 0,200R_{24}$$

4.5.2 Perhitungan Tinggi Hujan pada Jam ke-t

Berikut adalah rumus umum untuk menghitung curah hujan hingga jam ke T :

$$R_{t'} = t \times R_t - [(t - 1) \times R_{(t-1)}]$$

dimana :

$R_{t'}$ = curah hujan jam ke - t

R_t = Rata- rata hujan sampai jam ke-t

t = waktu hujan dari awal sampai jam ke-t

$R_{(t-1)}$ = rata-rata hujan dari awal sampai jam ke (t-1)

Maka:

$$R_1 = 1 \times R_t - [0] = 0,585R_{24}$$

$$R_2 = 2 \times R_2 - [2 - 1] \times R_{2-1} \\ = 2 \times 0,368R_{24} - [1] \times 0,585R_{24} = 0,151R_{24}$$

$$R_3 = 3 \times R_3 - [3 - 1] \times R_{3-1}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3 \times 0,281 - [2] \times 0,368R_{24} &= 0,107R_{24} \\
 R_4 &= 4 \times R_4 - [4 - 1] \times R_{4-1} \\
 &= 4 \times 0,232R_{24} - [3] \times 0,281R_{24} &= 0,085R_{24} \\
 R_5 &= 5 \times R_5 - [5 - 1] \times R_{5-1} \\
 &= 5 \times 0,200R_{24} - [4] \times 0,232R_{24} &= 0,072R_{24}
 \end{aligned}$$

4.5.3 Perhitungan Curah Hujan efektif

Curah hujan efektif adalah besarnya curah hujan yang menjadi aliran langsung permukaan yang menuju sungai. Angka koefisien pengaliran ditentukan berdasarkan kondisi DAS yang bersangkutan. Kondisi DAS Bendung Lau Bengap diasumsikan sebesar 0,75.

Tabel 4. 8 Perhitungan R Efektif

Periode ulang	R	C	R efektif
2	88,5536	0,75	66,4152
5	106,9994	0,75	80,24955
10	116,8718	0,75	87,65385
25	127,5453	0,75	95,65894
50	134,5166	0,75	100,8874
100	140,86	0,75	105,645

Tabel 4. 9 Perhitungan

Periode ulang	R efektif	jam ke-				
		jam(0-1)	jam(1-2)	jam(2-3)	jam(3-4)	jam(4-5)
		0,584	0,151	0,107	0,085	0,072
2	66,4152	38,786477	10,028695	7,106426	5,645292	4,781894
5	80,24955	46,865737	12,117682	8,586702	6,821212	5,777968
10	87,65385	51,189848	13,235731	9,378962	7,450577	6,311077
25	95,65894	55,86482	14,4445	10,23551	8,13101	6,887444
50	100,8874	58,918249	15,233999	10,79495	8,57543	7,263894
100	105,645	61,69668	15,952395	11,30402	8,979825	7,60644

4.6 Perhitungan Hidrograf

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai, perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu.

$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3,6(0,3t_p + T_{0,3})}$$

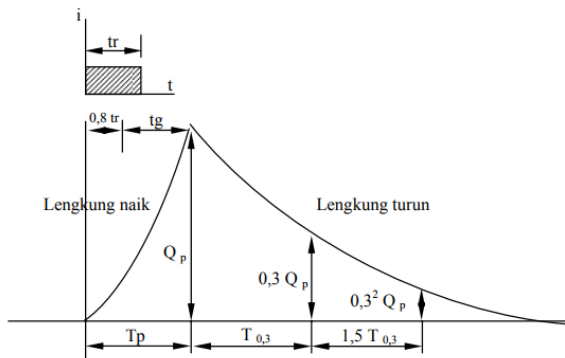
Dimana:

Q_p = debit puncak banjir

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan
sampai puncak banjir

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit,
dari puncak sampai 30%



Gambar 4. 1

untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ dapat digunakan persamaan

$$T_p = tg + 0,8 tr$$

$$T_{0,3} = a. tg$$

$$tg = 0,4 + 0,058 L$$

tr = lama hujan efektif besarnya 0,5 - 1tg

Persamaan kurva hidrograf satuan sintetisnya adalah :

a. Bagian lengkung naik untuk $0 \leq t \leq T_p$

$$Q_a = Q_p \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4}$$

b. Bagian lengkung turun :

1. Untuk $Q_d > 0,3Q_p$ untuk $0 \leq t \leq T_{0,3}$

$$Q_{d1} = Q_p \cdot 0,3 \left[\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right]$$

2. untuk $0,3Q_p > Q_d > 0,3^2Q_p$ untuk

$$T_{0,3} \leq t < 1,5T_p$$

$$Q_{d2} = Q_p \cdot 0,3 \left[\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right]$$

3. untuk $0,3^2Q_p > Q_d$ untuk $t \geq 1,5 T_{0,3}$

$$Q_{d3} = Q_p \cdot 0,3 \left[\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right]$$

Hubungan antara bentuk daerah pengaliran dengan $T_{0,3}$ dapat dinyatakan :

$$T_{0,3} = 0,47 (A.L)^{0,25}$$

dengan :

$$T_{0,3} = a.tg$$

maka :

$$a = \frac{T_{0,3}}{tg}$$

$$a = \frac{0,47 (A.L)^{0,25}}{tg}$$

Berikut adalah perhitungan Hidrograf Nayakasu periode 100 tahun, dengan karakteristik bendung lau bengap :

Tabel 4. 10

Luas DAS (km ²)	panjang sungai (km)	tg (jam)	tr (jam)	Tp (jam)	α	T0,3 (jam)	R0 (mm)	Qp (m ³ /det)
16,54	26,11	1,91438	1,531504	3,1395832	1,119194	2,142562	1	1,489557

A. Ordinat hidrograf kurva naik Q_a

Tabel 4. 11 Ordinat Kurva Naik

t	tp	$(t/T_p)^{2,4}$	Qp	Q
0	3,1395832	0	1,489557	0
1	3,1395832	0,064195888	1,489557	0,095623421
2	3,1395832	0,338827926	1,489557	0,504703442
3	3,1395832	0,896598937	1,489557	1,335535043
3,14	3,1395832	1	1,489557	1,4895568

B. Ordinat hidrograf kurva turun (Q_{d1})

Tabel 4. 12 Ordinat Kurva Turun

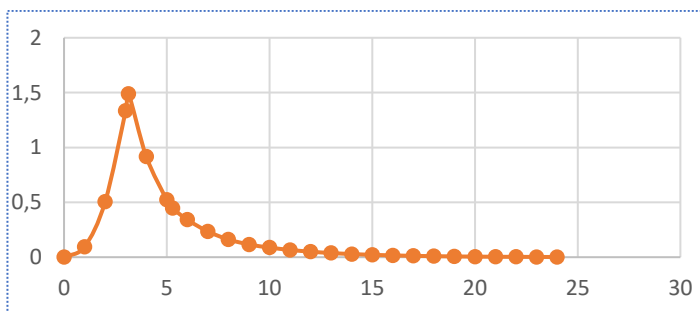
t	$(t - T_p + 0,5T_{0,3})$	$(t - T_p + 0,5T_{0,3}) / 1,5T_{0,3}$	Qp	Q
6	3,93169793	1,223363258	1,489557	0,34149663
7	4,93169793	1,534517187	1,489557	0,234795975
8	5,93169793	1,845671115	1,489557	0,161433949

C. Ordinat hidrograf kurva turun (Qd3)

Tabel 4. 53

t	$(t - T_p + 1,5T_{0,3})$	$(t - T_p + 1,5T_{0,3}) / 2T_{0,3}$	Qp	Q
9	9,0742602	2,117618783	1,489557	0,116358795
10	10,0742602	2,350984229	1,489557	0,087857205
11	11,0742602	2,584349676	1,489557	0,066336958
12	12,0742602	2,817715122	1,489557	0,050088003
13	13,0742602	3,051080569	1,489557	0,037819161
14	14,0742602	3,284446015	1,489557	0,028555519
15	15,0742602	3,517811462	1,489557	0,021560967
16	16,0742602	3,751176908	1,489557	0,0162797
17	17,0742602	3,984542355	1,489557	0,012292057
18	18,0742602	4,217907801	1,489557	0,00928117
19	19,0742602	4,451273248	1,489557	0,007007787
20	20,0742602	4,684638694	1,489557	0,00529126
21	21,0742602	4,918004141	1,489557	0,003995188
22	22,0742602	5,151369587	1,489557	0,003016584
23	23,0742602	5,384735034	1,489557	0,002277685
24	24,0742602	5,61810048	1,489557	0,001719775

Dari hasil perhitungan ordinat diatas, maka grafik unit ordinat dapat disusun.



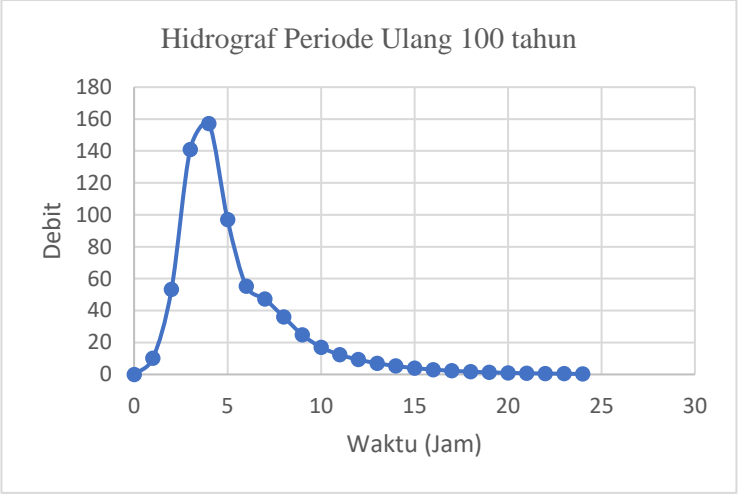
Gambar 4. 2 Grafik Unit Hidrograf

Perhitungan debit banjir periode ulang 100 tahun dengan curah hujan (R) sebesar 140,86 mm adalah sebagai berikut :

Tabel 4. 64 Debit Periode Ulang 100 tahun.

t (jam)	Unit Hidrograf	R efektif					Q (m ³ /det)
		61,69668	15,9524	11,304015	8,979825	7,60644	
		jam(0-1)	jam(1-2)	jam(2-3)	jam(3-4)	jam(4-5)	
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,09562342	5,899647605	1,525423	1,080928585	0,858682	0,727354	10,09203417
2	0,50470344	31,13852674	8,051229	5,705175276	4,532149	3,838996	53,26607571
3	1,33553504	82,39807821	21,30498	15,09690816	11,99287	10,15867	140,9515071
4	1,4895568	91,90070921	23,762	16,83797241	13,37596	11,33022	157,2068639
5	0,91849712	56,66822306	14,65223	10,38270525	8,247943	6,986493	96,9375939
6	0,52364159	32,30694788	8,353338	5,919252437	4,70221	3,983048	55,26479612
7	0,44686704	27,57021276	7,1286	5,051391722	4,012788	3,399067	47,16205916
8	0,34149663	21,06920833	5,447689	3,860283034	3,06658	2,597574	36,04133412
9	0,23479597	14,48613211	3,745558	2,65413722	2,108427	1,785961	24,78021572
10	0,16143395	9,959938709	2,575258	1,824851784	1,449649	1,227938	17,03763488
11	0,1163588	7,178951357	1,856201	1,315321567	1,044882	0,885076	12,2804322
12	0,08785721	5,420497879	1,401533	0,993139166	0,788942	0,668281	9,272392776
13	0,06633696	4,092770071	1,058233	0,749873969	0,595694	0,504588	7,001159762
14	0,050088	3,09026352	0,799024	0,566195542	0,449782	0,380991	5,286255576
15	0,03781916	2,333316667	0,603306	0,427508362	0,339609	0,287669	3,991409847
16	0,02855552	1,761780714	0,455529	0,322792014	0,256424	0,217206	3,01373105
17	0,02156097	1,330240051	0,343949	0,243725489	0,193614	0,164002	2,275530499
18	0,0162797	1,004403431	0,2597	0,184025971	0,146189	0,123831	1,718149021
19	0,01229206	0,7583791	0,196088	0,138949595	0,110381	0,093499	1,297295755
20	0,00928117	0,572617378	0,148057	0,104914485	0,083343	0,070597	0,9795287
21	0,00700779	0,432357197	0,111791	0,07921613	0,062929	0,053304	0,739597328
22	0,00529126	0,326453148	0,084408	0,059812477	0,047515	0,040248	0,558436121
23	0,00399519	0,246489843	0,063733	0,045161666	0,035876	0,030389	0,421649578
24	0,00301658	0,186113209	0,048122	0,034099509	0,027088	0,022945	0,318368314

Dari tabel perhitungan unit hidrograf tersebut, selanjutnya dibuat grafik unit hidrograf. Dan didapatkan debit maksimum yang terjadi pada periode ulang 100 tahun adalah 157,208 m³/det.



Gambar 4. 3 Hidrograf Periode Ulang 100 Tahun

4.7 Perhitungan Kebutuhan air

Kebutuhan air irigasi di sawah yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaring tanaman (batang dan daun) untuk diuapkan, perkolasi, curah hujan, pengolahan lahan dan pertumbuhan tanaman dengan rumus persamaan sebagai berikut :

$$I_r = E_t + P - R_e + S$$

Dengan memperhitungkan tingkat efektifitas dan efisiensi pola pembagian air ini, maka untuk perhitungan kebutuhan air irigasi akan dihitung berdasarkan periode 15 harian.

4.7.1 Evapotranspirasi

Proses evapotranspirasi adalah evaporasi permukaan dan transpirasi yang berlangsung bersama-sama, apabila air yang tersedia dalam tanah cukup banyak maka evapotranspirasi itu disebut evapotranspirasi potensial. Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan metode *Penman Modifikasi* (FAO), dengan masukan data klimatologi; letak lintang, temperatur, kelembaban relatif, kecepatan angin dan lama penyinaran matahari. Persamaan Penman dirumuskan sebagai berikut:

$$ET_0 = c \left[W \times R_n + (1 - W) f(u) (e_a - e_d) \right]$$

Dimana;

- ET_0 : Evapotranspirasi tanaman (mm/hari)
- W : Faktor temperatur
- R_n : Radiasi matahari netto (mm/hari)
- $f(u)$: Faktor kecepatan angin
- $(e_a - e_d)$: Perbedaan antara tekanan uap air
- c : Faktor perkiraan dari kondisi musim.

4.7.2 Penyiapan Lahan

Merupakan air yang diperlukan selama fase penyiapan lahan untuk mempermudah proses pengolahan dan kelembaban lahan guna pertumbuhan tanaman. Untuk perhitungan kebutuhan air digunakan metode dari Van de Goor dan Zijlstra (1968), metode ini didasarkan pada kebutuhan air untuk mengganti kehilangan air akibat evaporasi dan perkolasi di sawah yang sudah dijenuhkan selama periode penyiapan lahan 30 hari, dengan tinggi genangan air 250 mm atau 8.33 mm/hari. Persamaan yang digunakan dalam perhitungan ini adalah:

$$IR = \frac{M \times e^k}{(e^k - 1)}$$

Dimana;

IR	: Kebutuhan air di sawah (mm/hari)
M	: $E_o + P = (1.1 E_o + P)$
K	: MT/S
T	: Jangka waktu penyiapan lahan (hari)
S	: Kebutuhan air untuk penjenuhan (mm)
E _o	: Evaporasi permukaan air (mm/hari)
ET _o	: Evapotranspirasi (mm/hari)
P	: Perkolasi (mm)

Kebutuhan air selama penyiapan lahan

Tabel 4. 15 Kebutuhan air selama penyiapan lahan

Eo + P (mm/hr)	T = 30 Hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
5,0	11,1	12,7	8,4	9,5
5,5	11,4	13,0	8,8	9,8
6,0	11,7	13,3	9,1	10,1
6,5	12,0	13,6	9,4	10,4
7,0	12,3	13,9	9,8	10,8
7,5	12,6	14,2	10,1	11,1
8,0	13,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8

Sumber : KP-01

4.7.3 Penggunaan Konsumtif

Penggunaan konsumtif (kebutuhan air tanaman) adalah sejumlah air yang dibutuhkan untuk mengganti air yang hilang akibat evaporasi, baik melalui permukaan maupun melalui daun-daun tanaman. Apabila kedua proses terjadi bersama-sama disebut evapotranspirasi. Dengan demikian kebutuhan air tanaman adalah sebesar jumlah air yang hilang akibat proses evapotranspirasi. Penggunaan konsumtif adalah kebutuhan air aktual dan di hitung dengan menggunakan persamaan:

$$ET_c = Kc \times ET_o$$

Dimana;

ETc : Penggunaan konsumtif (mm/hari)

ETo : Evapotranspirasi potensial (mm/hari)

Kc : koefisien tanaman.

Koefisien tanaman Kc besarnya tergantung dari jenis, macam dan umur tanaman, bisa dilihat pada Tabel berikut.

Tabel 4. 16 Besar Kc , tergantung jenis tanaman

Periode setengah bulanan	Padi	Jagung	Kedelai
1	1.10	0.50	0.50
2	1.10	0.59	0.75
3	1.05	0.96	1.00
4	1.05	1.05	1.00
5	0.95	1.02	0.82
6	0.95	0.95	0.45

Sumber: Kriteria Perencanaan irigasi 01 (KP-01)

4.7.4 Perkolasi dan Infiltrasi

Perkolasi merupakan proses masuknya air dari daerah tidak jenuh kedalam daerah jenuh, Sedangkan Infiltrasi merupakan proses masuknya air dari permukaan tanah kedalam tanah (daerah tidak jenuh). Untuk kebutuhan perencanaan, tingkat perkolasi standar yang dipakai adalah 3.0 mm/hari guna mengestimasi kebutuhan air pada daerah produksi padi. Pada Pekerjaan ini perkolasi yang digunakan adalah 2.0 mm/hari.

4.7.5 Penggantian Lapisan Air

Saat produksi padi untuk pemupukan dan penyiangan, dilakukan penurunan muka air di sawah. Lapisan air harus diganti, untuk menghitung penggantian tersebut suatu cadangan sebesar 50 mm (3.33 mm/hari) dibuat pada setiap tengah bulanan kedua dan keempat, yaitu setelah pemindahan (*transplanting*). Kebutuhan ini tidak berlaku untuk tanaman palawija.

Tabel 4. 17 Hasil Perhitungan persiapan lahan

BULAN	ET _o	P	M	k	e ^k	LP
JAN	4,098	2,00	6,51	0,78	2,18	12,01
FEB	4,612	2,00	7,07	0,85	2,34	12,36
MAR	5,351	2,00	7,89	0,95	2,58	12,89
APR	4,935	2,00	7,43	0,89	2,44	12,59
MEI	4,898	2,00	7,39	0,89	2,43	12,57
JUN	4,606	2,00	7,07	0,85	2,33	12,36
JUL	4,703	2,00	7,17	0,86	2,37	12,43
AGUST	4,600	2,00	7,06	0,85	2,33	12,36
SEPT	4,515	2,00	6,97	0,84	2,31	12,30
OKT	4,023	2,00	6,43	0,77	2,16	11,95
NOP	3,959	2,00	6,36	0,76	2,14	11,91
DES	3,704	2,00	6,07	0,73	2,07	11,74

Sumber : Perhitungan

Keterangan :

ET _o	=	Evapotranspirasi
P	=	Perkolasi
M	=	$1.1 * ET_o + P$
k	=	$M * T/S$
T	=	Periode Penyiapan Lahan, 30 hari
S	=	Jumlah tinggi genangan , 250 mm
LP	=	$M * e^k / (e^k - 1)$

4.7.6 Hujan Efektif

Untuk memperoleh hujan efektif diperlukan data dari stasiun hujan terdekat. Hujan efektif tengah bulanan diperoleh dengan satuan dari lima tahun hujan terendah, dan perhitungannya digunakan metode

distribusi Gumbel (80% probability dari periode ulang, R80). Hujan efektif harian adalah 70% dari 80% probabilitas untuk tanaman padi ($R_{\text{eff Padi}} = 0.7/15 \times R80$).

4.7.7 Pola Tanam

Rencana pola tanam selama musim tanam pada umumnya adalah padi, sedang pada musim kering adalah palawija. Akan tetapi bila persediaan air tidak mencukupi walaupun musim hujan, maka bisa dibuat alternatif penanaman palawija di musim tersebut. Untuk hal tersebut, maka dibuat berbagai alternatif pola tanam agar didapat pola tanam yang sesuai dengan kondisi lahan.

Untuk mengurangi beban kebutuhan puncak, maka ditinjau beberapa alternatif pola tanam di Daerah Irigasi Parit Lompoten sebagai berikut: Padi I – Palawija – Padi II.

4.7.8 Efisiensi Irigasi

Efisiensi irigasi digunakan untuk menentukan efektivitas dari sistem irigasi dan pengelolaannya dalam memenuhi permintaan penggunaan konsumtif tanaman selama pertumbuhan. Besarnya efisiensi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulai dari bendung sampai ke petak sawah. Dihitung dengan mengalikan efisiensi di saluran primer, sekunder dan tersier.

$$\begin{aligned}\text{Efisiensi total} &= 0,8 \times 0,9 \times 0,9 \\ &= 0,65\end{aligned}$$

4.7.9 Kebutuhan Debit Pengambilan

Kebutuhan air untuk irigasi ini dihitung untuk mengetahui besarnya debit pengambilan yang harus diberikan untuk memenuhi kebutuhan air seluruh areal melalui pintu pengambilan. Perhitungan neraca air dimaksudkan untuk mendapatkan luas areal yang dapat diairi berdasarkan air yang tersedia untuk keperluan irigasi. Kebutuhan air secara total di sawah (GFR) meliputi:

- a. Kebutuhan air untuk penyiapan lahan (PWR).
- b. Penggunaan konsumtif (Etc)
- c. Perkolasi (P)
- d. Penggantian lapisan air (WLR)
- e. Curah hujan

Kebutuhan bersih air di sawah (NFR) dipengaruhi oleh faktor-faktor GFR tersebut diatas, dengan memperhitungkan curah hujan efektif (Reff).

Besarnya kebutuhan pengambilan debit irigasi (DR) juga ditentukan oleh faktor efisiensi irigasi secara keseluruhan (e). Perhitungan kebutuhan bersih air di sawah untuk padi digunakan persamaan:

$$NFR = ET_c + P - R_e + WLR$$


$$DR = \frac{NFR}{e}$$

Jaringan irigasi dapat dimanfaatkan secara optimal jika dipakai alternatif dari beberapa golongan dan rotasi tanam yang menghasilkan luas tanam minimum paling maksimum. Pola tata tanam untyuk

kawasan Parit Lompaten menggunakan pola tata tanam Padi I – Palawija – Padi II.

Perhitungan untuk pola tata tanam dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 18 Kebutuhan air selama satu tahun

No	Periode	Unit	Jan		Feb		Mar		Apr		Mei		Jun		Jul		Ago		Sep		Okt		Nov		Des			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
1	Pola tata tanam																											
2	Koefisien Tanaman (c)	LP	LP	1,10	1,10	1,05	1,05	0,95	0,50	0,59	0,95	1,05	1,02	0,95	LP	LP	1,10	1,10	1,05	1,05	0,95	-	-	-	-	-		
		LP	LP	1,10	1,10	1,05	1,05	0,95	0,50	0,59	0,95	1,05	1,02	0,95	LP	LP	1,10	1,10	1,05	1,05	0,95	-	-	-	-	-		
3	Koefisien Tanaman Rerata			1,10	1,10	1,05	1,05	0,95	0,50	0,59	0,95	1,05	1,02	0,95			1,10	1,10	1,08	1,05	1,00	0,48	-	-	-	-		
4	Evapotranspirasi potensial (Eto)	mm/hr	4,51	4,51	4,02	4,02	3,96	3,96	3,70	3,70	4,10	4,10	4,61	4,61	4,98	4,98	4,93	4,93	4,80	4,80	4,61	4,61	4,70	4,70	4,60	4,00		
5	Pekokasi (P)	mm/hr	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-		
6	Curah Hujan Efektif (RBD)	mm/hr	3,89	3,82	1,45	3,17	4,15	4,01	0,89	4,71	3,87	3,39	3,74	4,84	4,09	4,31	3,98	1,21	1,96	-	1,45	0,65	0,28	2,01	0,23	2,01		
7	Penggantian Lapisan Air	mm/hr			1,11	1,11	2,22	1,11	1,11									1,11	1,11	2,22	1,11	1,11						
8	Evapotranspirasi tanaman (Eti)	mm/hr			4,43	4,43	4,16	4,16	3,52	1,85	2,42	3,93	4,84	4,70	4,73			5,43	5,39	5,27	4,84	4,61	2,23	-	-			
9	Kebutuhan air total penyiraman lahan	mm/hr	12,30	12,30												12,89	12,89											
10	Kebutuhan neto air tanaman (NFR)	mm/hr	8,51	8,08	6,09	4,36	4,22	3,25	5,74	(0,85)	0,55	2,55	3,10	1,87	2,84	8,58	8,01	7,33	6,54	9,49	6,50	7,06	3,95	(0,01)	(0,23)	(2,01)		
11	Kebutuhan neto air tanaman (NFR)	l/dtha	1,00	1,00	0,70	0,50	0,49	0,38	0,68	(0,10)	0,06	0,29	0,36	0,22	0,31	0,99	1,00	0,85	0,78	1,10	0,75	0,82	0,46	(0,00)	(0,03)	(0,23)		
12	Kebutuhan Air Irigasi (DRI) di Irigasi	l/dtha	1,53	1,54	1,08	0,78	0,75	0,68	1,02	(0,15)	0,10	0,45	0,55	0,33	0,47	1,53	1,53	1,30	1,16	1,89	1,16	1,26	0,70	(0,00)	(0,04)	(0,36)		

BAB V

ANALISA HIDROLIKA

5.1 Perencanaan Bendung

5.1.1 Penentuan Elevasi Puncak Mercu

Penentuan elevasi puncak mercu dihitung dari penelusuran elevasi sawah tertinggi jaringan Irigasi Parit Lompaten adalah sebagai berikut :

- a. Elevasi sawah tertinggi = +758,650 m
- b. Tinggi genangan air di sawah = 0,1 m
- c. $IL = (0,000532 \times 3071)$ = 1,633772
- d. Δz saluran tersier ke sawah = 0,2 m
- e. Δz bangunan ukur 1 = 0,2 m
- f. Δz bangunan bagi sadap = 0,1 m
- g. Δz saluran primer ke tersier = 0,1 m
- h. Δz bangunan ukur 2 = 0,2 m
- i. Δz bangunan bagi = 0,1 m
- j. Δz bangunan ukur 3 = 0,2 m
- k. Δz Intake = 0,1 m
- l. Δz akibat gelombang = 0,1 m
- m. Δz untuk keamanan elevasi mercu bendung = +775,25 m

Tinggi bendung adalah jarak vertikal antara lantai muka bendung hingga puncak mercu bendung. Letak bendung direncanakan pada penampang melintang sungai dengan elevasi +766,800m

Maka tinggi mercu bendung P adalah

$$\begin{aligned} P &= + 775,250\text{m} - (+768,800) \\ &= 6,45 \text{ m} \end{aligned}$$

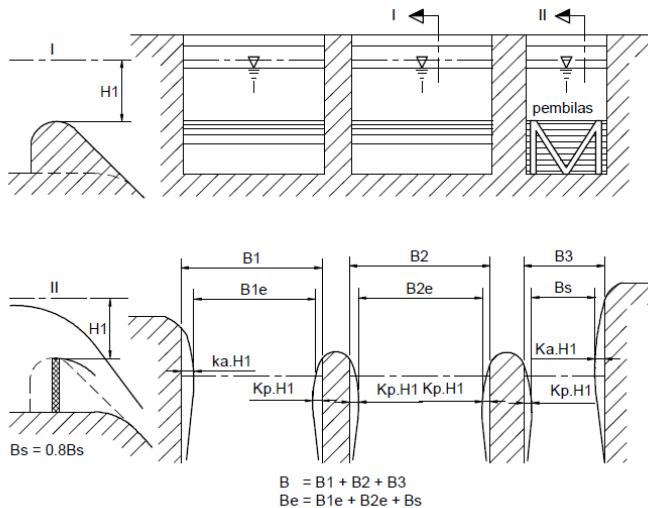
5.1.2 Penentuan Tipe Mercu Bendung

Tipe mercu yang direncanakan untuk bendung ini adalah tipe mercu bulat.

5.1.3 Perencanaan Lebar Efektif Bendung

Pada saat air melimpah diatas mercu terjadi kontraksi aliran pada kedua dinding samping bendung maupun di sekitar pilar-pilar yang dibangun diatas mercu bendung tersebut.

Debit yang melintasi mercu bendung didasarkan pada lebar efektifnya, yaitu hasil pengurangan sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang timbul pada aliran air yang melintasi mercu bendung. Sketsa lebar efektif bendung dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5. 1 Lebar Efektif Bendung

Lebar efektif bendung dihitung dengan rumus :

$$B_e = L - 2(N.K_p + K_a)H_1$$

Dimana

- B_e = lebar efektif bendung (m)
 L = Lebar bendung sesungguhnya (m)
 N = Jumlah pilar
 K_p = Koefisien kontraksi pilar
 K_a = Koefisien kontraksi dinding samping
 H_1 = tinggi energi (m)

Lebar efektif bendung ditentukan oleh koefisien kontraksi berdasarkan bentuk pilarnya. Harga-harga koefisien kontraksi pilar yang ditentukan adalah sebagai

Tabel 5. 1 Harga Koefisien Kontraksi Pilar

Bentuk Pilar	K_p
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
Bentuk Pangkal Tembok	K_a
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,20
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,10
Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 450 ke arah aliran	0

Berikut adalah perhitungan lebar efektif

$$\begin{aligned}
 B_e &= 13,00 - 2(1 \times 0,01 + 0,1) \times H_1 \\
 &= 13,00 - (1 \times 1,2) - 0,22H_1 \\
 &= 11,8 - 0,22H_1
 \end{aligned}$$

5.1.4. Tinggi Muka Air banjir Diatas Mercu

Tinggi muka air diatas bendung adalah tinggi muka air sedikit diatas hulu mercu, dihitung dari puncak bendung sampai muka air sebelum muka air itu berubah bentuk menjadi melengkung ke bawah. Berikut adalah perumusan untuk menghitung air yang melimpah diatas mercu bendung :

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{g} \times Be \times H_1^{1.5}$$

Dimana :

Q = debit (m^3/det)

C_d = Koefisien debit ($C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$)

g = gravitasi ($9,8 \text{ m}^2/\text{det}$)

Be = Lebar efektif bendung (m)

H_1 = Tinggi energi diatas mercu (m)

C_0 = koef debit (dipengaruhi h/r) (grafik 5.1)

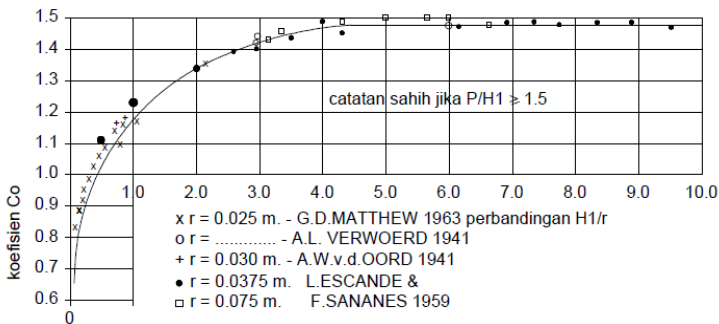
C_1 = fungsi dari P/H_1 (grafik 5.2)

C_2 = fungsi dari kemiringan hulu bendung (grafik 5.3)

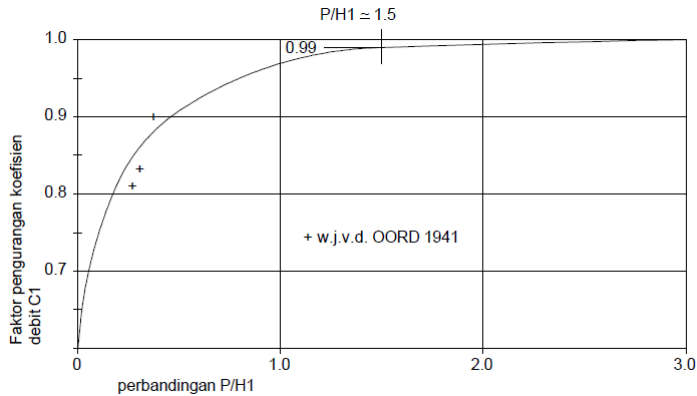
(P) Tinggi Bendung = 6,45 m

Q_{100} = 157,206 m^3/det

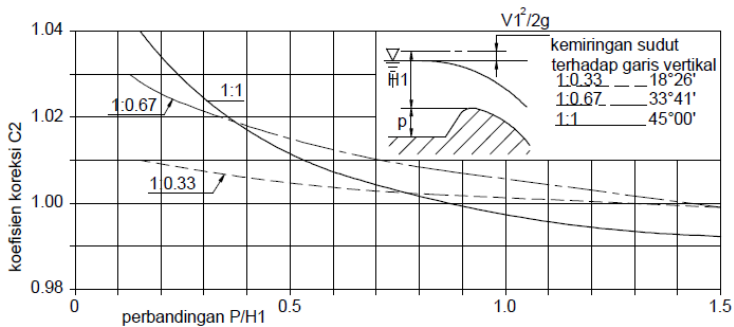
r = jari-jari mercu bendung



Gambar 5. 2



Gambar 5. 3



Gambar 5. 4

Untuk mercu bulat menurut KP-04, 1986, C_d diasumsikan 1,4 dan untuk jari-jari mercu menggunakan pasangan batu kali akan berkisar $0,3H_1 - 0,7H_1$. Untuk Bendung Lau Bengap, jari-jari mercu diambil $0,6 H_1$. Untuk perhitungannya menggunakan cara *trial and error*.

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{g} \times B_e \times H_1^{1,5}$$

$$157,206 = 1,33 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{9,8} \times (11,8 - 0,22H_1) \times H_1^{1,5}$$

$$54,27551 = 11,8H_1^{1,5} - 0,22H_1^{2,5}$$

- Asumsi 1

$$C_d = 1,33 \quad \text{maka } H_1 = 2,76$$

$$r = 0,6 \quad H_1 = 1,65\text{m}$$

$$H_1/r = 1,67$$

$$C_0 = 1,3$$

$$P/H_1 = 2,3$$

$$C_1 = 1$$

$$C_2 = 1 \text{ `}$$

$$C_d' = C_0 \times C_1 \times C_2$$

$$= 1,3$$

- Asumsi 2

$$C_d = 1,3 \quad \text{maka } H_1 = 2,88$$

$$r = 0,6 \quad H_1 = 1,68\text{m}$$

$$H_1/r = 1,67$$

$$C_0 = 1,3$$

$$P/H_1 = 2,3$$

$$C_1 = 1$$

$$C_2 = 1 \text{ `}$$

$$C_d' = C_0 \times C_1 \times C_2$$

$$= 1,3$$

$$C_d = C_d' \text{ jadi } H_1 = 2,88\text{m}$$

Perhitungan lebar efektif bendung :

$$\begin{aligned} B_e &= 11,8 - 0,22 H_1 \\ &= 11,8 - 0,22 \times 2,88 \\ &= 11,182 \text{ m} \end{aligned}$$

dari perhitungan diatas maka dapat ditentukan elevasi muka air banjir dan tinggi air di atas mercu yaitu :

$$\begin{aligned}\text{elevasi tinggi energi} &= \text{elevasi mercu} + H_1 \\ &= +775,250 \text{ m} + 2,88 \text{ m} \\ &= 778,058 \text{ m}\end{aligned}$$

Untuk menentukan h_1 (tinggi air diatas mercu) dicari juga dengan cara trial and eror :

$$H_1 = \frac{V_1^2}{2g} + h_1$$

Misal diambil $h_1 = 2,7 \text{ m}$

$$\text{Be} = 11,182 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}Y &= P + h_1 \\ &= 6,45 \text{ m} + 2,7 \text{ m} \\ &= 9,15 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A &= B.Y \\ &= 11,8 \text{ m} \times 9,15 \text{ m} \\ &= 107,97 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= Q/A \\ &= 157,206/112,69 \\ &= 1,45 \text{ m/s}\end{aligned}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{1,45^2}{2(9,8)} + 2,7 = 2,88 = H_1 \text{ (OK)}$$

Jadi didapatkan bahwa tinggi air di atas bendung adalah 2,7 m

- Elevasi MA Garis energi = + 777,958 m
- Elevasi MA Hulu mercu = + 775,250 m
- Elevasi MA banjir = + 778,058 m

5.1.5 Tinggi Muka Air di Hilir Bendung

Untuk menghitung tinggi muka air diatas bendung maka digunakan rumus Chezy dengan data-data yang telah didapat dari perhitungan sebelumnya yaitu sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Q_{100} &= 157,206 \text{ m}^3/\text{det} \\
 \text{Lebar sungai} &= 13,5 \text{ m} \\
 \text{Kemiringan sungai} &= 0,0035 \\
 m &= 1,54 \\
 \gamma_B (\text{koef Bazin}) &= \frac{m}{1,81} = \frac{1,54}{1,81} = 0,85
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 2 Tabel kekasaran dinding.

Jenis Dinding	γ_B
Dinding sangat halus (semen)	0,06
Dinding halus (papan, batu, bata)	0,16
Dinding batu pecah	0,46
Dinding tanah sangat teratur	0,85
Saluran tanah dengan kondisi biasa	1,30
Saluran tanah dengan dasar batu pecah dan tebing rumput	1,75

Rumus Chezy :

$$A = (b+m.h)$$

$$V = c. \sqrt{R.I}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma_B}{\gamma_R}}$$

$$P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$Q = A \times V$$

Diasumsikan $h = 1$ m, maka,

$$A = (11,18 + 1,54 \cdot 1) = 11,1 \text{ m}^2$$

$$P = 11,8 + 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1^2 + 1} = 14,008 \text{ m}$$

$$R = \frac{11,1}{14,008} = 0,869 \text{ m}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{0,869}}} = 45,512$$

$$V = 45,512 \sqrt{0,869 \times 0,0035} = 2,51 \text{ m/s}$$

$$Q = 2,52 \times 11,1 = 30,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabel 5. 3 Perhitungan Tinggi Muka Air di Hilir Bendung pada Dimensi Tertentu.

h	b	A	p	R	I	c	V	Q
(m)	(m)	(m²)	(m)	(m)			(m/s)	(m³/s)
1	11,18	12,18	14,00843	0,86948	0,0035	45,512	2,51068	30,58013
2	11,18	26,36	16,83685	1,56561	0,0035	51,807	3,83496	101,0896
2,5	11,18	34,2	18,25107	1,87386	0,0035	53,673	4,34665	148,6556
2,55	11,18	35,0115	18,39249	1,90358	0,0035	53,834	4,39417	153,8465
2,56	11,18	35,1744	18,42077	1,9095	0,0035	53,866	4,4036	154,894
2,57	11,18	35,3375	18,44906	1,91541	0,0035	53,898	4,41301	155,9448
2,58	11,18	35,5008	18,47734	1,92132	0,0035	53,929	4,4224	156,9986
2,59	11,18	35,6643	18,50563	1,92721	0,0035	53,961	4,43176	158,0556

Berdasarkan perhitungan pada tabel diatas, didapat $h = 2,58$ m maka :

$$\text{Elevasi dasar sungai} = + 768,800$$

$$\text{Elevasi muka air hilir bendung} = + 771,530$$

5.1.6 Penentuan Dimensi Mercu Bulat

Bendung Lau bengap menggunakan pasangan batu sehingga jari-jari mercu bendung adalah :

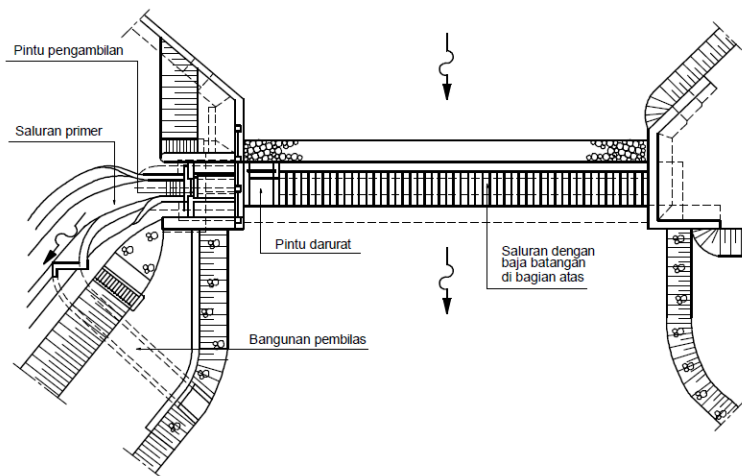
$$(r) = 0,1 H_1 - 0,7H_1$$

Maka diambil

$$\begin{aligned} r &= 0,6 H_1 \\ &= 0,6 \times 2,808 = 1,65 \text{ m} \end{aligned}$$

5.2 Perencanaan Saringan Bawah

Bendung Lau Bengap direncanakan sebagai bendung saringan bawah. Perencanaan saringan dan saluran akan didasarkan pada kebutuhan pengambilan serta kecepatan yang dibutuhkan untuk mencegah mengendapnya sedimen di dalam saluran bertekanan.



Gambar 5. 5 Bendung Saringan Bawah

5.2.1 Penentuan Panjang Saringan

Panjang saringan ke arah aliran di sungai yang diperlukan ditentukan dengan rumus di bawah ini:

$$L = 2.561 \frac{q_0}{\lambda \sqrt{h_1}}$$

di mana: L = panjang kerja saringan ke arah aliran, m

q = debit per meter lebar, m³/dt.m

$$\lambda = P \mu \sqrt{2g} \cos \theta$$

P = n/m (untuk n dan m lihat Gambar 4.34)

$$\mu = 0,66 P^{-0,16} \left(\frac{m}{h_1} \right)^{0,13} \text{ unt } 0,3 < \frac{m}{h_1} < 5,0$$

g = percepatan gravitasi, m/dt (≈ 9,8)

θ = kemiringan saringan, derajat

$$h_1 = c. 2/3 H$$

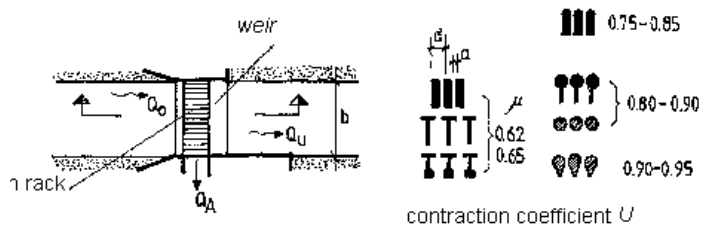
H = kedalaman energi di hulu saringan, m.

Untuk c lihat Tabel 4.5.

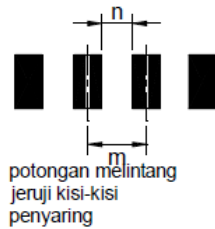
Diketahui debit kebutuhan air adalah 1,54 m³/det, maka debit per meter lebar bendung adalah :

$$\begin{aligned} q_0 &= 1,54 \text{ m}^3/\text{s} / 11,8\text{m} \\ &= 0,130 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Jeruji kisi2 kisi penyaring dipilih dari profil WF 100 x 50, dengan nilai *contraction coefficient* μ = 0,62



Gambar 5. 6 Koefisien Kontraksi



Flange width , $B = 100 \text{ mm}$
 $n = 40 \text{ mm}$
 $m = 140 \text{ mm}$
 $P \text{ (n/m)} = 0,28$

Faktor kemiringan saluran (c) diketahui dari tabel berikut ini

Tabel 5. 4 Faktor kemiringan saluran

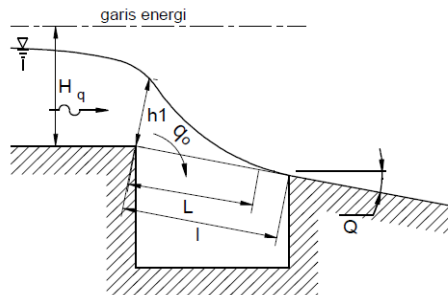
θ°	c	θ°	c
0	1,000	14	0,879
2	0,980	16	0,865
4	0,961	18	0,851
6	0,944	20	0,837
8	0,927	22	0,825
10	0,910	24	0,812
12	0,894	26	0,800

Kemiringan jeruji kisi2 kisi penyaring direncanakan $\theta = 20^\circ$ dengan nilai $c = 0,837$

$$\lambda = P \mu \sqrt{2g} \cos \theta$$

$$\lambda = 0,28 \cdot 0,62 \sqrt{2 \cdot 9,8} \cos 20$$

$$\lambda = 0,73$$



Gambar 5. 7 aliran diatas saringan

$$h_1 = c \cdot \frac{2}{3} H$$

$$h_1 = 0,837 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,88$$

$$h_1 = 1,5624$$

Maka panjang kerja saringan ke arah aliran dapat dihitung sebagai berikut :

$$L = 2,561 \frac{q_0}{\lambda \sqrt{h_1}}$$

$$L = 2,561 \frac{0,130}{0,73 \sqrt{1,562}}$$

$$L = 0,363 \text{ m}$$

Selama operasi, saringan tersebut akan terkena batuan, sedimen, dan dahan pohon, oleh karena itu panjang saringan ditambahkan 20% agar keamanan dapat terjamin.

$$L = 1,2 \times 0,363$$

$$L = 0,435 \text{ m} \approx 0,5 \text{ m}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan hasil sebagai berikut :

$$L = 0,5 \text{ m}$$

$$B' \text{ (lebar total kisi)} = (0,28) \times 11,8 \text{ m} = 3,37143 \text{ m}$$

$$A = B \times L = 3,37143 \times 0,5 \\ = 1,685 \text{ m}^2$$

Sehingga kecepatan aliran melewati saringan adalah sebagai berikut :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1,541}{1,685} = 0,914 \text{ m/det}$$

5.2.2 Perhitungan Dimensi Saluran Pengumpul

Kecepatan minimum dalam saluran ditentukan dari diameter maksimum sedimen yang akan dibiarkan bergerak

$$v^2 \geq 32 \left(\frac{h}{d} \right)^{\frac{1}{3}} d$$

v = kecepatan , m/dt

h = kedalaman air, m ditentukan 0,7 m

d = diameter butir, dipilih 0,04 m

$$v^2 = 32 \left(\frac{0,7}{0,04} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Kecepatan air di saluran pengumpul ditentukan :

$$v = 2,31 \text{ m/dt.}$$

Kemiringan yang termasuk dalam kecepatan ini adalah

$$I = 0,20 \frac{d^{9/7}}{q^{6/7}}$$

Dimana :

I = kemiringan energi

d = diameter butir, 0,04 m

$q = v.h$ m³/dt.m

v = kecepatan aliran, m/dt

$$I = 0,2 \frac{0,04^{9/7}}{(2,31 \times 0,7)^{9/7}}$$

Kemiringan saluran pengumpul adalah $I = 0,00211$

Dari hasil perhitungan I tersebut, maka dimensi saluran pengumpul dapat dihitung. Diketahui, saluran berupa pasangan batu dengan dinding yang dilapisi beton, $K_s = 50$. maka dimensi saluran dapat dihitung sebagai berikut :

$$V = 2,31 \text{ m/dt}$$

$$Q = 1,541 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{1,541}{2,31} = 0,6971 \text{ m}^2$$

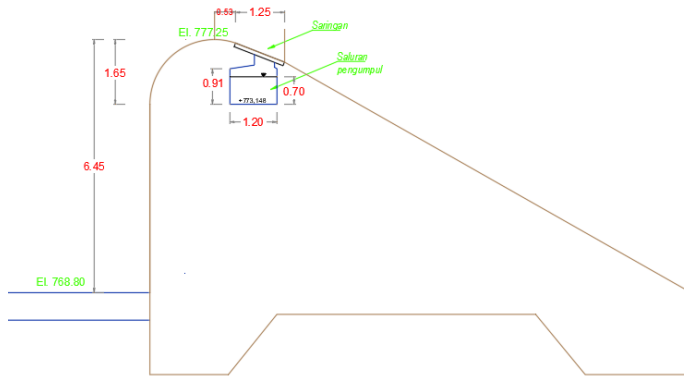
$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$B = \frac{A}{h} = \frac{0,6971}{0,7} = 1,15 \text{ m}$$

$$K = 50$$

$$I = 0,00211$$

Jadi kecepatan air di hilir saluran (V_2) adalah 2,23 m/s, dengan ketinggian (h_2) adalah 0,725 m.



Gambar 5. 9 Gambar Sket Hasil Perhitungan Bendung

5.3 Pembilas Bendung

Pada tubuh bendung di hilir saluran pengumpul, dibuat bangunan pembilas guna mencegah masuknya bahan sedimen kasar ke jaringan saluran irigasi dengan jalan membuka pintu pembilas secara berkala.

Lebar pembilas ditambah tebal pilar pembagi sebaiknya sama dengan $1/6 - 1/10$ dari lebar bersih bendung (jarak antara pangkal-pangkalnya), untuk sungai-sungai yang lebarnya kurang dari 100 m. (KP-02)

Rumus yang digunakan :

Untuk Bendung Lau bengap :

$$\text{Lebar pembilas} + \text{tebal pilar} = 1/8 \times 11,8 = 1,475 \text{ m}$$

Direnkanakan 1 pilar dengan lebar 0,8 m

$$\text{maka lebar pintu pembilas} = 1,45 - 0,8 = 0,65\text{m} \approx 1,00 \text{ m}$$

5.4 Bangunan Pengambilan

Bangunan pengambilan berfungsi untuk mengatur debit yang dialirkan ke jaringan irigasi. Bangunan ini dilengkapi dengan pintu sorong dan plat penahan banjir.

Kapasitas pengambilan dipakai 120% dari debit kebutuhan agar menambah fleksibilitas dan memenuhi kebutuhan yang tinggi selama umur proyek.

Debit untuk aliran tenggelam dihitung dengan persamaan berikut:

$$Q = \mu b a \sqrt{2gz}$$

Dimana:

$$Q_{1,2} = 1,54 \times 1,2 = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = \text{koefisien debit (0,8)}$$

$$a = \text{tinggi bukaan, m}$$

$$z = \text{kehilangan tinggi energi pada bukaan} \\ = 0,17 \text{ m}$$

$$a = \frac{Q}{\mu \cdot b \sqrt{2gz}}$$

$$a = \frac{1,84}{0,8 \cdot 1,2 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,17}}$$

$$a = 0,917 \text{ m}$$

5.5 Perencanaan Peredam Energi

Tipe kolam olak yang direncanakan di sebelah hilir bangunan, bergantung pada energi yang masuk, yang dinyatakan dengan bilangan-bilangan Froude.

Dalam perhitungan kolam olak direncanakan dengan keadaan saat banjir Q 100.

di mana : $Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g y_u}}$

di mana :

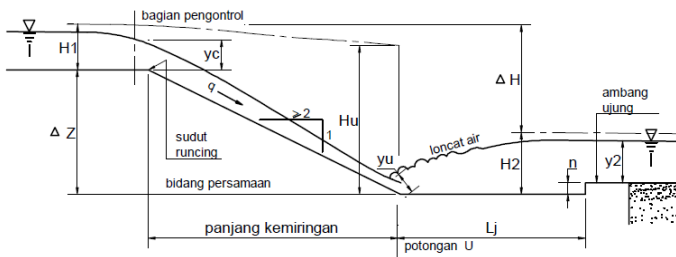
y_2 = kedalaman air di atas ambang ujung, m

y_u = kedalaman air di awal loncat air, m

Fr = bilangan Froude

v_1 = kecepatan awal loncatan, m/dt

g = percepatan gravitasi, m/dt² ($\cong 9,8$)



Gambar 5. 50 Aliran Peredam Energi

$$v_1 = \sqrt{2g(1/2H_1 + z)}$$

di mana: v_1 = kecepatan awal loncatan, m/dt

g = percepatan gravitasi, m/dt² ($\cong 9,8$)

H_1 = tinggi energi di atas ambang, m

z = tinggi jatuh, m.

Diketahui :

$$B_{\text{eff}} = 11,18 \text{ m}$$

$$Q_{100} = 157,206 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_1 = 2,88 \text{ m}$$

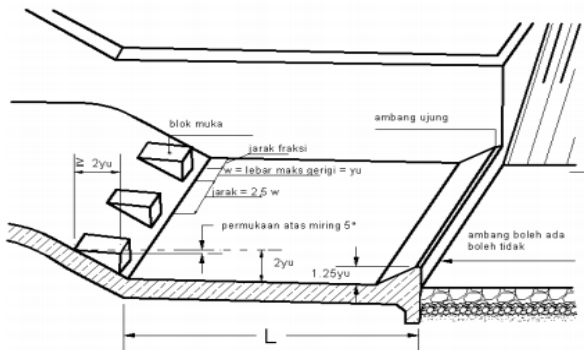
$$Z = 6,52 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} v_1 &= \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 1 / 2,2,808 + 6,52} \\ &= 12,468 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= Q_{100} / B_{\text{eff}} \times H \\ &= 157,2 / 11,18 \times 2,88 \\ &= 1,1275 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Fr = \frac{12,468}{\sqrt{9,8 \times 1,1275}} = 3,75$$

Dikarenakan $1,7 < Fr = 3,750 < 4,5$ maka digunakan kolam USBR Tipe 4



Gambar 5. 11 Kolam olak tipe USBR

Untuk menghitung panjang peredaman energi digunakan persamaan berikut :

$$L = 2y_u (\sqrt{1 + 8Fr_u^2} - 1)$$

Dimana :

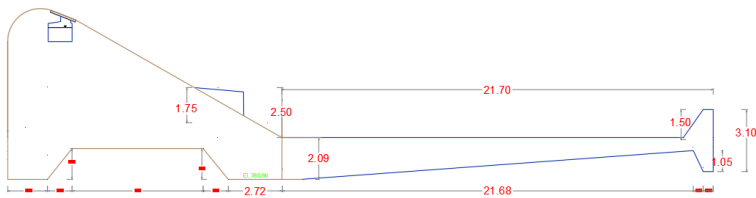
Yu	=	1,128	m
w	=	1,128	m
s	=	2,819	m
panjang blok muka	=	2,255	m
h ambang ujung	=	1,409	m
1,25yu	=	1,409	m
2yu	=	2,255	m

Sehingga

$$L = 2 \cdot 2,25 \cdot [\sqrt{1 + 8 \cdot 3,75^2} - 1]$$

$$L = 21,78 \text{ m}$$

Didapatkan bahwa panjang peredaman energi adalah 21,78 m.



Gambar 5. 62 Kolam Peredam Energi USBR Tipe IV

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

STABILITAS KONSTRUKSI BENDUNG

Stabilitas konstruksi bendung tergantung dari beberapa faktor yang berpengaruh, faktor tersebut adalah :

- Berat konstruksi (berat sendiri)
- Tekanan tanah dan lumpur
- Tekanan hidrostatik

Stabilitas konstruksi bendung ditinjau dari perhitungan bagian yang paling kritis, apabila menerima gaya-gaya yang mengakibatkan geser dan guling.

Persyaratan teknis yang harus dipenuhi dalam perencanaan bendung adalah :

- a. Konstruksi tidak boleh mengguling
- b. Konstruksi tidak boleh menggeser
- c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah
- d. Aman terhadap rembesan
- e. Konstruksi bendung, gaya-gaya yang bekerja harus masuk bidang kern

6.1. Gaya-Gaya yang Bekerja pada bangunan

Gaya-gaya yang bekerja pada bangunan bendung dan mempunyai arti penting dalam perencanaan adalah:

- tekanan air, dalam dan luar
- tekanan lumpur (*sediment pressure*)
- gaya gempa
- berat bangunan
- reaksi pondasi.

6.1.1 Tekanan Uplift

Tekanan air akan selalu bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan. Oleh sebab itu agar perhitungannya lebih mudah, gaya horisontal dan vertikal dikerjakan secara terpisah. Tekanan air dinamik jarang diperhitungkan untuk stabilitas *bangunan bendung* dengan tinggi energi rendah.

Gaya tekan ke atas. *Bangunan bendung* mendapat tekanan air bukan hanya pada permukaan luarnya, tetapi juga pada dasarnya dan dalam tubuh bangunan itu. Gaya tekan ke atas, yakni istilah umum untuk tekanan air dalam, menyebabkan berkurangnya berat efektif bangunan di atasnya.

Gaya angkat pada titik x disepanjang dasar bendung dirumuskan sebagai berikut

$$P_x = H_x - \left(\frac{L_x}{L} \right) \Delta H$$

dimana: P_x = gaya angkat pada x , kg/m^2

L = panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah, m

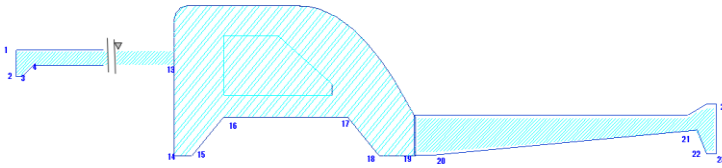
L_x = jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x , m

ΔH = beda tinggi energi, m

H_x = tinggi energi di hulu bendung, m

6.1.1.1 Tekanan Uplift saat Kondisi Banjir

Tekanan uplift adalah gaya angkat yang terjadi akibat tekanan air dalam tanah. Tekanan uplift dihitung di setiap titik sudut dasar bendung.



Gambar 6. 1 Titik sudut dasar bendung

Untuk tekanan uplift pada keadaan banjir diketahui kondisi sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Diketahui } \Delta H &= \text{Perbedaan muka air hulu dan hilir} \\ &= 6,52 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H_x = 2,73 \text{ m}$$

Tekanan uplift di sepanjang bagian bendung dihitung menggunakan persamaan berikut ini:

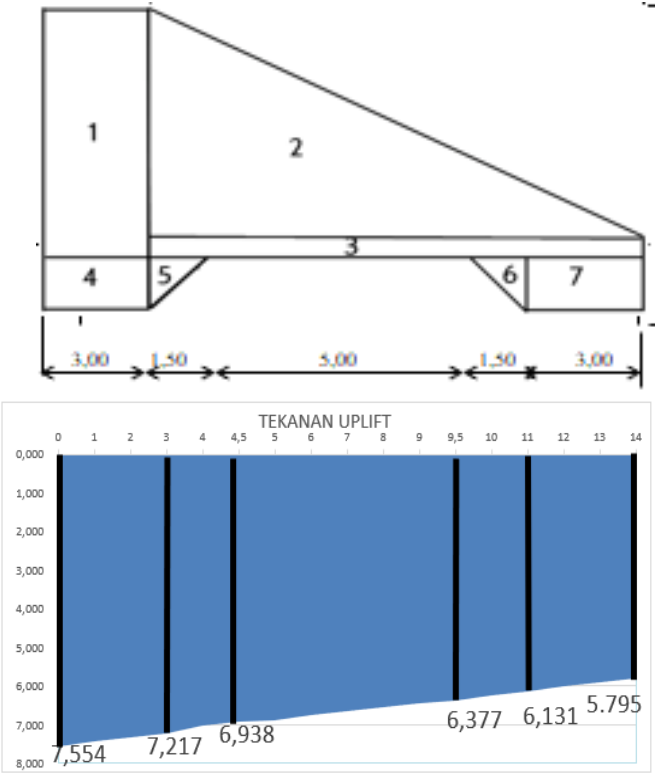
$$Px = H_x - \left(\frac{Lx}{L} \right) d_H + d_t$$

Hasil perhitungan pada Tabel dibawah ini :

Tabel 4. 1 Besar uplift di setiap titik sudut dasar

No.	Panjang (m)	Px	No.	Panjang (m)	Px
1	0	0 9,26	14	2 15,2	7,5542
2	0,9	1 9,16	15	3 18,2	7,2179
3	0,6	2 9,09	16	2,5 20,7	6,9376
4	0,9	2 8,99	17	5 25,7	6,3772
5	2	4 8,76	18	2,19 27,9	6,1313
6	0,9	5 8,66	19	3 30,9	5,795
7	0,6	6 8,60	20	1,6 32,5	5,6157
8	0,9	7 8,50	21	1 33,5	5,5036
9	2	9 8,27	22	20,02 53,5	3,2589
10	0,9	10 8,17	23	1,118 54,6	3,1335
11	0,6	10 8,1	24	0,5 55,1	3,0775
12	0,9	11 8	25	3,1 58,2	2,73
13	2	13 7,78			

Hasil perhitungan tersebut digambarkan dalam diagram tekanan uplift dibawah bendung Pada titik 14,15,16,17,19, dan 19 seperti berikut ini.



Gambar 6. 2 Diagram Uplift Kondisi banjir

Dari hasil perhitungan nilai Uplift tersebut dapat diketahui gaya dan momen yang terjadi akibat tekanan uplift. Perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 2 Perhitungan gaya vertikal dan momen

Gaya yang terjadi akibat tekanan air (ton)		Panjang lengan (m)		Momen (ton.m)
No	Perhitungan	vertikal	Perhitungan	
1	$-(9,25 - 8,11) \times 3,00 \times 1,00 \times 1/2 =$	-1,71	$15,80 - 1,00 =$	14,80
2	$- 8,11 \times 3,00 \times 1,00 =$	-24,32	$15,80 - 1,50 =$	14,30
3	$-(8,11 - 7,44) \times 1,50 \times 1,00 \times 1/2 =$	-0,50	$15,80 - 3,50 =$	12,30
4	$- 7,44 \times 1,50 \times 1,00 =$	-11,16	$15,80 - 3,75 =$	12,05
5	$-(7,44 - 4,61) \times 5,80 \times 1,00 \times 1/2 =$	-8,21	$15,80 - 6,43 =$	9,37
6	$- 4,61 \times 5,80 \times 1,00 =$	-26,72	$15,80 - 7,40 =$	8,40
7	$-(4,61 - 4,01) \times 1,50 \times 1,00 \times 1/2 =$	-0,45	$4,00 + 1,50 \times 2/3 =$	5,00
8	$- 4,01 \times 1,50 \times 1,00 =$	-6,02	$4,00 + 1,50 \times 1/2 =$	4,75
9	$-(4,01 - 2,73) \times 4,00 \times 1,00 \times 1/2 =$	-2,57	$4,00 \times 2/3 =$	2,67
10	$- 2,73 \times 4,00 \times 1,00 =$	-10,92	$4,00 \times 1/2 =$	2,00
Total		-92,58		-874,65

$$X = 9,448 \text{ m}$$

6.1.1.2 Tekanan Uplift saat Kondisi Normal

Diketahui pada keadaan normal adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{Perbedaan muka air hulu dan hilir} \\ &= 5,05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Hx = 1,04 \text{ m}$$

Tekanan uplift di sepanjang bagian bendung dihitung menggunakan persamaan berikut ini:

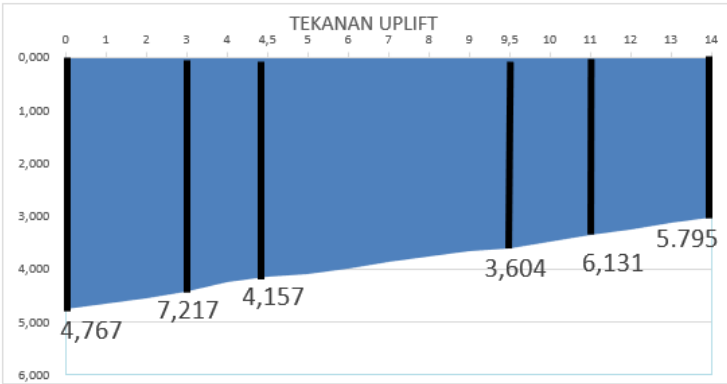
$$Px = Hx - \left(\frac{Lx}{L} \right) d_H + d_t$$

Hasil perhitungan pada Tabel dibawah ini :

Tabel 4. 3 Besar Uplift di setiap titik dasar

No.	Panjang (m)		Px	No.	Panjang (m)		Px
1	1	0	0,00	14	2,00	15,2	4,77
2	2	1	0,90	15	3,00	18,2	4,43
3	3	1	1,50	16	2,50	20,7	4,16
4	4	1	2,40	17	5,00	25,7	3,60
5	5	2	4,40	18	2,19	27,9	3,36
6	6	1	5,30	19	3,00	30,9	3,03
7	7	1	5,90	20	1,60	32,5	2,85
8	8	1	6,80	21	1,00	33,5	2,74
9	9	2	8,80	22	20,02	53,5	0,52
10	10	1	9,70	23	1,12	54,6	0,40
11	11	1	10,3	24	0,50	55,1	0,34
12	12	1	11,2	25	3,10	58,2	0
13	13	2	13,2				

Hasil perhitungan tersebut digambarkan dalam diagram tekanan uplift dibawah bendung Pada titik 14,15,16,17,19, dan 19 seperti berikut ini.



Gambar 6. 3 Diagram Uplift Kondisi normal

Sehingga, berdasarkan nilai PX diatas, maka gaya tekan uplift pada kondisi banjir dapat dihitung sebagai berikut:

Tabel 4. 4 Perhitungan gaya vertikal dan momen

	Gaya yang terjadi akibat tekanan air (ton)		Panjang lengan (m)		Moment
No	Perhitungan	vertikal	Perhitungan		(ton.m)
1	- (6,45 - 5,57) x 3,00 x 1,00 x 1/2 =	-1,33	13,80 - 1,00 =	12,80	-17,02
2	- 5,57 x 3,00 x 1,00 =	-16,70	13,80 - 1,50 =	12,30	-205,41
3	- (5,57 - 5,05) x 1,50 x 1,00 x 1/2=	-0,39	13,80 - 3,50 =	10,30	-4,02
4	- 5,05 x 1,50 x 1,00 =	-7,57	13,80 - 3,75 =	10,05	-76,08
5	- (5,05 - 2,85) x 5,80 x 1,00 x 1/2 =	-6,36	13,80 - 6,43 =	7,37	-46,87
6	- 2,85 x 5,80 x 1,00 =	-16,56	13,80 - 7,40 =	6,40	-105,98
7	- (2,85 - 2,39) x 1,50 x 1,00 x 1/2 =	-0,35	4,00 + 1,50 x 2/3 =	5,00	-1,75
8	- 2,39 x 1,50 x 1,00 =	-3,59	4,00 + 1,50 x 1/2 =	4,75	-17,05
9	- (2,39 - 1,40) x 4,00 x 1,00 x 1/2 =	-1,99	4,00 x 2/3 =	2,67	-5,31
10	- 1,40 x 4,00 x 1,00 =	-5,60	4,00 x 1/2 =	2,00	-11,20
Total		-60,44			-490,69

X = 8,119 m

6.1.2 Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah dapat dihitung sebagai berikut :

Tinggi Dinding	$H =$	6,80 m
Kemiringan Dinding	$\alpha =$	0,00 degree
Pembebanan pada permukaan	$q =$	0 kN/m ²
Koefisien Gempa arah horisontal	$k_H =$	0
Kemiringan Timbunan	$\beta =$	0 degree
Berat jenis tanah urug	$\gamma =$	18 kN/m ³
Sudut geser dalam (untuk urugan kembali)	$\phi =$	25 degree
Sudut geser pada permukaan dinding	$\delta =$	17 degree
Sudut geser dalam untuk pondasi	$\phi =$	30 degree
$\tan \phi = 0,5773503$		

Koefisien tekanan tanah aktif K_A

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

dimana,

$$\begin{aligned} \cos^2(\phi - \alpha - \theta) &= 1 & \cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) &= 1 \\ \sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta) &= 0 & \cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta) &= 1 \end{aligned}$$

$$\text{maka} \quad K_A = 1$$

Gaya resultante tekanan tanah aktif

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 + q K_A H = 0 \text{ kN/m}$$

Koefisien tekanan tanah pasif K_p

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta - \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta - \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

dimana,

$$\begin{aligned} \cos^2(\phi + \alpha - \theta) &= 1,000 & \cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta - \theta) &= 1 \\ \sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta - \theta) &= ,000 & \cos(\alpha + \delta - \theta) \cos(\alpha - \beta) &= 1 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$K_p = 1$$

Daya dukung ijin

$$q_a = (\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) / F_s$$

dimana,

q_a : daya dukung ijin (tf/m²)

c : Kohesi tanah (tf/m²) = 0

F_s : Faktor keamanan = 3,00 normal
2,00 gempa

γ_1, γ_2 : Berat jenis tanah (t/m³)
= 1,80

α, β : Faktor bentuk, $\alpha = 1,00$
 $\beta = 1,50$

c, N_r, N_q : Faktor daya dukung

\emptyset	N_c	N_r	N_q
25	9,90	3,30	7,60
30	16,15	7,50	12,60

D_f : Kedalaman terpendam dari permukaan tanah
= 3,50

B : Sisi terpendek pondasi (m)
= 2,42 (pondasi diperhitungkan per meter lebar)

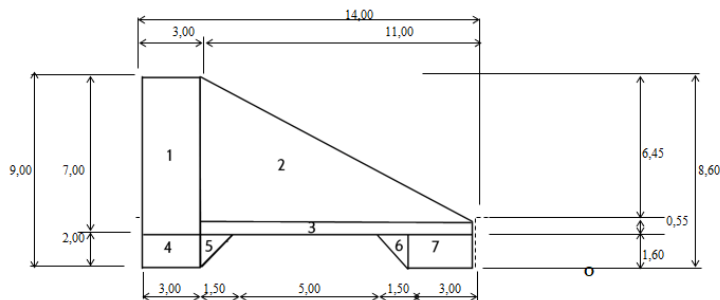
Berdasar data diatas, daya dukung ijin akan dihasilkan seperti dibawah:

\emptyset	q_a (tf/m ²)	
	Keadaan normal	Keadaan gempa
25	23,1474	34,7211
30	42,795	64,1925

6.1.3 Beban Mati

Beban mati berasal dari berat bangunan bergantung kepada bahan yang dipakai untuk membuat bangunan itu.

Berat jenis batu : 2,20 t/m³



Tabel 4. 5 Perhitungan gaya vertikal dan momen

Gaya akibat beban mati (ton)		Panjang lengan (m)		Moment (ton.m)
No	Perhitungan	vertikal	Perhitungan	
1	$3,00 \times 7,00 \times 2,20 =$	46,20	$12,80 + 3,00 / 2 =$	14,30
2	$12,80 \times 6,45 \times 2,20 \times 0,5 =$	90,82	$12,80 \times 2/3 =$	8,53
3	$0,55 \times 12,80 \times 2,20 =$	15,49	$12,80 / 2 =$	6,40
4	$3,00 \times 1,00 \times 2,20 =$	6,60	$12,80 + 1,50 =$	14,30
5	$1,50 \times 1,00 \times 2,20 \times 0,5 =$	1,65	$15,80 - 3,00 - 1,50/3 =$	12,30
6	$4,00 \times 1,50 \times 2,20 \times 0,5 =$	6,60	$4,00 + 1,50/3 =$	2,00
7	$4,00 \times 4,00 \times 2,20 =$	35,20	$4,00 \times 1 / 2 =$	2,00
Total		202,56		1732,77

$X = 8,554354265 \text{ m}$

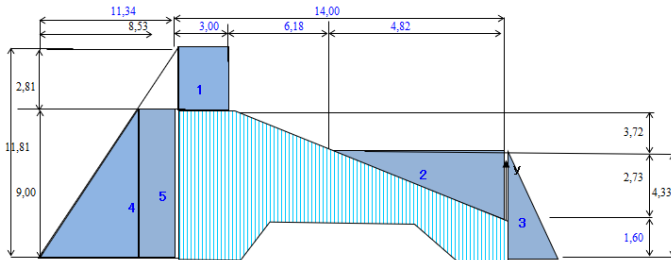
6.1.4 Tekanan Hidrostatik

Tekanan akibat air diperhitungkan pada dua kondisi, yaitu saat banjir 100 tahunan dan saat keadaan normal

6.1.4.1 Tekanan akibat air kondisi banjir

Berikut ini adalah diagram tekanan air pada kondisi banjir

Berat jenis air : $1,00 \text{ t/m}^3$



Tabel 4. 6 Perhitungan gaya vertikal dan momen

Berat jenis air : $1,00 \text{ t/m}^3$

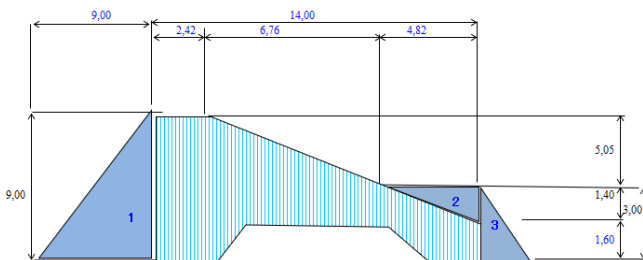
No	Gaya yang terjadi akibat tekanan air (ton)		Panjang lengan (m)		Momen (ton.m)	
	Perhitungan	vertikal	horizontal	Perhitungan	vertikal	horizontal
1	$3,00 \times 2,81 \times 1,00 =$	8,42		$11,00 \times 3,00 / 2 =$	12,50	105,25
2	$2,73 \times 4,82 / 2 \times 1,00 =$	6,58		$4,82 \times 2/3 =$	3,21	21,12
3	$4,33 \times 4,33 / 2 \times 1,00 =$		-9,37	$4,33 / 3 =$	1,44	(50,80)
4	$9,00 \times 9,00 / 2 \times 1,00 =$		40,50	$9,00/3 =$	3,00	121,50
5	$2,81 \times 9,00 \times 1,00 =$		25,27	$9,00 / 2 =$	4,50	113,72
Total		15,00	56,40		126,37	184,42

$$X = 8,42466667 \text{ m}$$

$$Y = 3,270116171 \text{ m}$$

$$1,370116171$$

6.1.4.2 Tekanan akibat air kondisi normal



Tabel 4. 7 Perhitungan gaya vertikal dan momen

Berat jenis air : $1,00 \text{ t/m}^3$

No	Gaya yang terjadi akibat tekanan air (ton)		Panjang lengan (m)		Momen (ton.m)	
	Perhitungan	vertikal	horizontal	Perhitungan	vertikal	horizontal
1	$9,00 \times 9,00 / 2 \times 1,00 =$		-40,50	$9,00 / 3 =$	3,00	(121,50)
2	$1,40 \times 4,82 / 2 \times 1,00 =$	3,37		$4,82 \times 2/3 =$	3,21	
3	$3,00 \times 3,00 / 2 \times 1,00 =$		4,50	$3,00 / 3 =$	1,00	4,50
4						
Total		3,37	-36,00		10,82	-117,00

$$X = 3,210682493 \text{ m}$$

$$Y = 3,25 \text{ m}$$

6.2 Analisa Stabilitas

Analisa stabilitas akan dilakukan pada dua kondisi, yaitu pada kondisi normal dan banjir. Adapun kontrol yang dihitung adalah kontrol, guling, geser, dan daya dukung tanah.

6.2.1 Keadaan Normal

Tabel 4. 8 Perhitungan gaya vertikal dan momen total

Beban	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Beban mati	202,560	-	8,554	-	1732,770	
Tekanan hidrolik	3,370	17,420	-	0,000		0,000
Tekanan uplift	-60,440		8,119		-490,690	
Tekanan tanah		0,590		-19,661		-11,600
Total	145,490	18,010			1242,080	-11,600

M = 1230,480

1. Guling

$$B = 14,00 \text{ m}$$

$$e = | M/V - B/2 | = 0,29 < B/6 = 2,33 \quad \text{OK}$$

2. Geser

$$F_s = V \tan \phi / H = 1,88 > f_{s \text{ normal}} = 1,5 \quad \text{OK}$$

3. Daya dukung

$L = 1$, pondasi diperhiungkan per meter lebar

$$q_1 = V/A (1 + 6e/B) = 12,05 \text{ t/m}^2 < q_a = 42,795 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = V/A (1 - 6e/B) = 9,42 \text{ t/m}^2$$

4. Kontrol bidang Kern

$$e = [L/2 - M_t/R_v] < L/6$$

$$e = 0,28567627 < L/6 = 2,33333333 \quad \text{OK}$$

6.2.2 Kondisi banjir

Tabel 4. 9 Perhitungan gaya vertikal dan momen total

Beban	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Beban mati	202,560	-	8,554	-	1732,770	
Tekanan hidrolik	15,000	31,814	9,435	18,448	141,530	586,892
Tekanan uplift	-92,580		9,448		-874,650	
Tekanan Tanah		0,590		-19,661		-11,600
Total	124,980	32,404			999,650	575,292
					M =	1574,942

1. Guling

$$B = 14,00 \text{ m}$$

$$e = |M/V - B/2| = 1,94 < B/3 = 4,67 \quad \text{OK}$$

2. Geser

$$F_s = V \tan \phi / H = 1,58 > f_s_{\text{banjir}} = 1,2 \quad \text{OK}$$

3. Daya Dukung

$$L = 1, \text{ pondasi diperhitungkan per meter panjang}$$

$$q_1 = V/A (1 + 6e/B) = 16,52 \text{ t/m}^2 < q_a = 42,795 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = V/A (1 - 6e/B) = 1,54 \text{ t/m}^2$$

4. Kontrol bidang Kern

$$e = [L/2 - Mt/Rv] < L/6$$

$$e = 1,93513841 < L/6 = 2,33333333 \quad \text{OK}$$

6.2.1 Kondisi Gempa

Gaya gempa dihitung dengan mengalikan koefisien gempa dengan gaya vertikal yang terjadi pada struktur bendung. Koefisien gempa didapatkan. Koefisien gempa direncanakan dengan menggunakan percepatan gempa periode ulang 100 tahun

$$F = K \cdot W$$

$$K_h = \frac{a_d}{g}$$

$$K = \alpha_1 \times K_h$$

F = Gaya Gempa arah mendatar

W = berat

K_h = Koefisien Gempa berdasarkan periode ulang T

α_1 = Koreksi pengaruh bebas = 1

K = Koefisien gempa terkoreksi

g = gravitasi 9,8 m/s²

$$\begin{aligned} a_d &= Z \cdot a_c \cdot v \\ &= 1,4 \cdot 0,227 \cdot 0,8 \\ &= 0,254 \end{aligned}$$

$$K_h = \frac{0,163}{9,8} = 0,025$$

$$K = 1 \cdot 0,025 = 0,025$$

Didapatkan koefisien gempa untuk analisis stabilitas adalah 0,025. Berdasarkan SNI – KP 02 Bangunan Utama, faktor minimum yang dipertimbangkan adalah 0,1 g percepatan gravitasi. Sehingga ditetapkan koefisien gempa adalah

sebesar 1,15 menuju arah hilir . Perhitungan stabilitas dalam keadaan gempa dirangkum pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 10 Perhitungan gaya vertikal dan momen

Beban	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Beban mati	156,140	-23,420	7,416	3,704	1157,890	-86,750
Tekanan hidrolik	-	-	-	-	-	-
Tekanan uplift	-20,800		7,313		-152,100	
Tekanan Tanah		-9,010		2,270		-20,450
Tekanan air dinamis		-0,200		5,900		-1,180
Total	135,340	-32,630			1005,790	-108,380

$$M = 897,410$$

1. Guling

$$B = 14,00 \text{ m}$$

$$e = | M/V - B/2 | = 1,73 < B/3 = 4,67 \quad \text{OK}$$

2. Geser

$$F_s = V \tan \phi / H = 4,13 > f_{s \text{ gempa}} = 1,2 \quad \text{OK}$$

3. Daya Dukung

$L = 1$, pondasi diperhitungkan per meter lebar

$$q_1 = V/A (1 + 6e/B) = 18,68 \text{ t/m}^2 < q_a = 64,1925 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = V/A (1 - 6e/B) = 9,42 \text{ t/m}^2$$

4. Kontrol bidang Kern

$$e = [L/2 - Mt/Rv] < L/6$$

$$e = 1,72556716 < L/6 = 2,33333333 \quad \text{OK}$$

Berdasarkan perhitungan pada tiga kondisi, yaitu banjir, gempa, dan dalam keadaan normal (kosong) maka disimpulkan bangunan bendung dengan dimensi yang telah ditetapkan diatas stabil terhadap Geser, guling, Daya dukung tanah, serta kontrol bidang kern (retak).

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII PENUTUP

7.1 Kesimpulan

Berdasarkan Perencanaan yang telah dilakukan dapat disimpulkan bahwa :

1. Berdasarkan perhitungan, diketahui bahwa debit air yang dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan irigasi adalah $1,540 \text{ m}^3/\text{det.}$
2. Debit banjir rencana dihitung dengan metode hidograf satuan dengan periode ulang 100 tahun. Besarnya debit rencana adalah $157.208 \text{ m}^3/\text{s}$
3. Berdasarkan perhitungan didapatkan elevasi muka air banjir berada pada elevasi $+778.052$
4. Pada analisa hidrolika didapatkan perencanaan sebagai berikut
 - a. Tipe Bendung : Mercuri Bulat, Saringan Bawah
 - b. Tinggi bendung : 6.45 m
 - c. Elevasi mercu : $+775.25$
 - d. Tipe peredam energi : USBR IV
 - f. Lebar bendung : 11.8 m
 8. Panjang bendung : 14 m
5. Bendung Stabil terhadap gaya-gaya yang terjadi baik saat keadaan banjir maupun keadaan normal dan gempa.

7.2 Saran

Dengan adanya Bendung Lau Bengap ini diharapkan penduduk sekitar dapat memanfaatkannya dengan baik. Disamping itu juga perlu dilakukan studi yang lebih lanjut mengenai kondisi geograis dan kebutuhan air irigasi di kecamatan tersebut.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Chow,V.T. 1959.: *Open channel hydraulic*. McGraw-Hill, New York

Lauterjung H. , Schmidt G. 1989 : *Planning of Intake Structures*. Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ).

Soewarno, 1995. Hidrologi, **Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data.**: Nova, Bandung

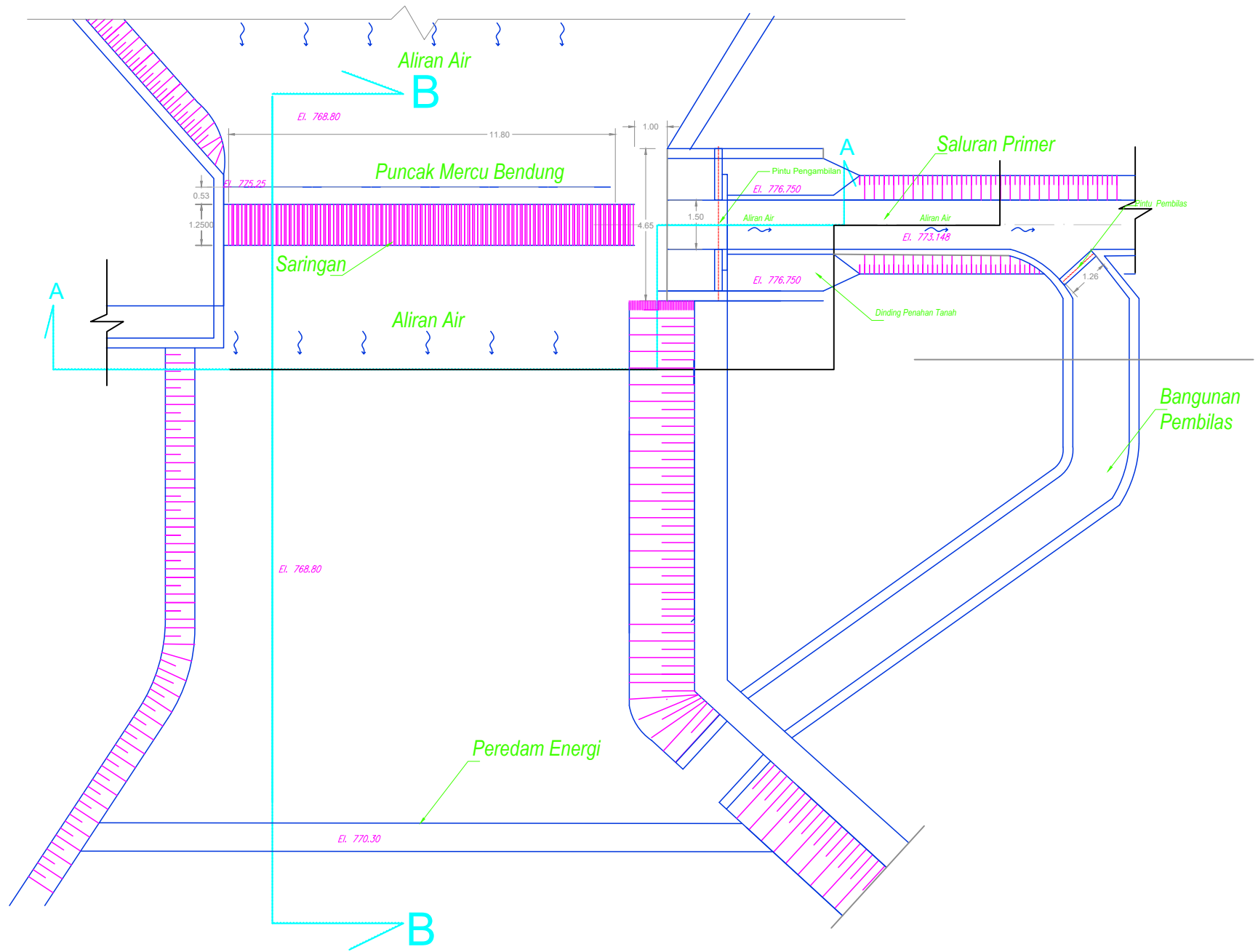
Standar Perencanaan Irigasi – **Bangunan Utama – KP 02**, 2010 : Direktorat Jenderal Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, Republik Indonesia

Standar Perencanaan Irigasi – **Kriteria Perencanaan bagian jaringan irigasi** – KP 01, 2010 : Direktorat Jenderal Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, Republik Indonesia

Triadmojo,Bambang. 2008.**Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset

Pedoman Konstruksi dan Bangunan, **Analisis Stabilitas Bendungan akibat beban gempa** , 2004, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, Jakarta.





INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FTSLK
JURUSAN TEKNIK SIPIL

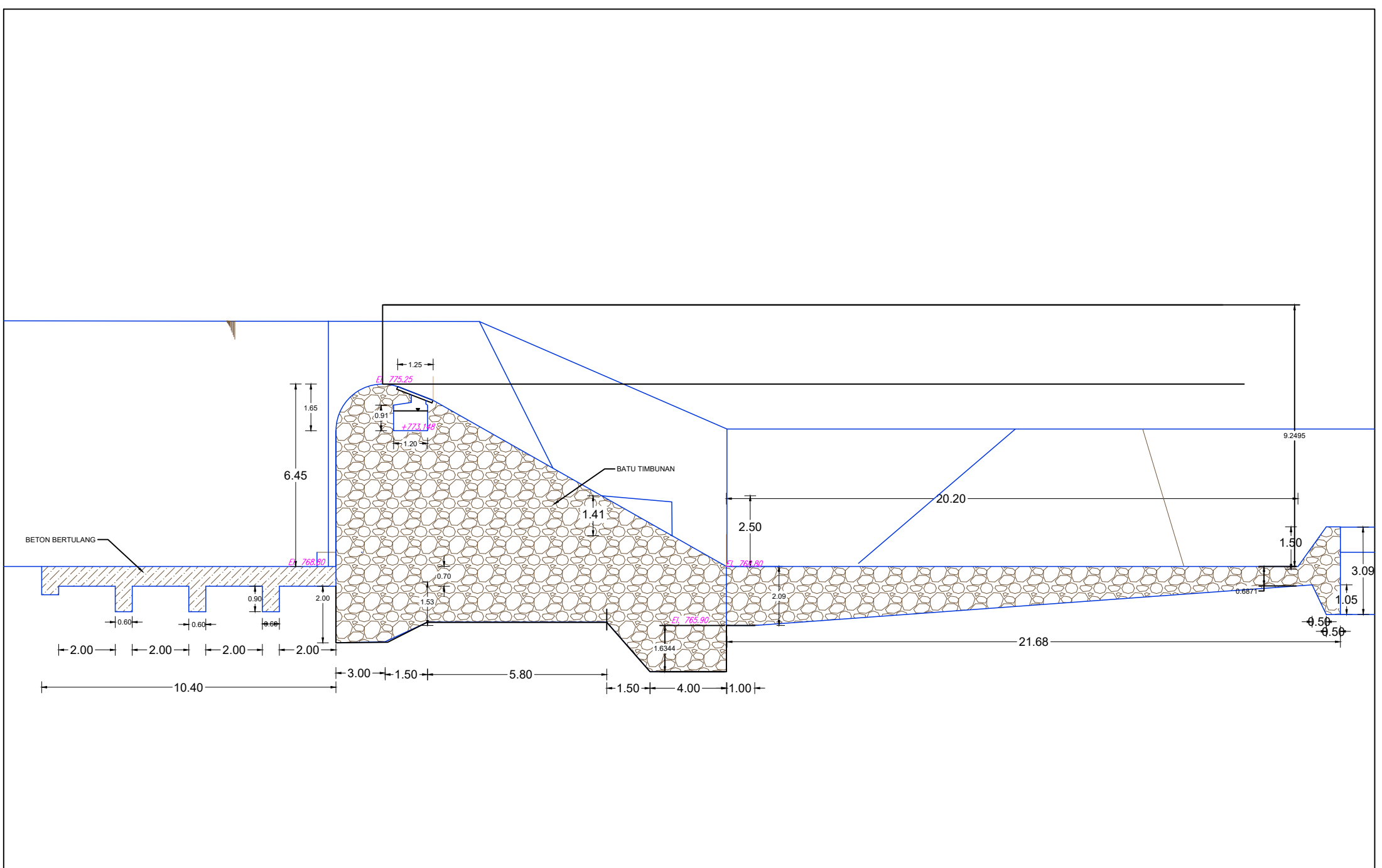
DOSEN PEMBIMBING
Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar
M.Sc.

MAHASISWA
ADRIEL OSMOND
SURBAKTI
03111240000142

JUDUL GAMBAR
DENAH

SKALA
1 : 200

LEMBAR
1 3



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FTSLK JURUSAN TEKNIK SIPIL	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	SKALA	LEMBAR	
	Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar M.Sc.	ADRIEL OSMOND SURBAKTI 03111240000142	POTONGAN A - A	1 : 200	3	3

